

وزارة البحث العلمي والتعليم العالي



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPEREUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badais Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE
MASTER ACADIMIQUE

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment (R+9+S-sol) a usage
D'habitation et commerciale

Présenté par :

- FERAH AHLEM

- BENTAHAR Malika

Soutenu le 21/06/2023 devant le jury composé de :

Encadrent :	Mr. BELGUESMIA Khalil	MCB	Université de Mostaganem
Président :	Dr. ZELMAT YASSINE	MCB	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. BELBACHIR NESRINE	MCB	Université de Mostaganem

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ

الرَّحْمَنِ

الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

*En premier lieu, nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage,
La volonté et la patience afin démener ce modeste travail à terme.*

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr BELGUESMIA Khalil
pour ces orientations et précieux conseils tout au long de notre travail .et la confiance qu'elle
nous a témoignés tout au long de ce travail.*

*Nous tenons également à remercier toute personne qui, de près ou de loin, nous a apporté aide
et encouragements.*

Nous adressons aussi nos remerciements à tous les enseignants de la filière de GENIE CIVIL.

*Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et
qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions.*

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (habitation, commercial, et parking) constitué d'un sous-sol et d'un rez-de chaussée plus (09) étages, implanté à BIR EL DJIR dans la wilaya D'ORAN. Cette région est classée en zone sismique IIA selon le RPA 99 version 2003.

Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres.

- La description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux.
- Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.
- L'étude des éléments non structuraux (poutrelle, escaliers, balcon).
- Modélisation et vérification au RPA de la structure réalisée à l'aide du logiciel ROBOT D'ESSAI 2023.
- L'étude des éléments structuraux.
- La dernière partie l'étude de fondation, type du radier générale.

Cette étude a été menée en tenant compte des recommandations du BAEL 91 modifiée 99 et les règles parasismiques algériens RPA99/V2003.

Mots clés : béton armé, Robot, bâtiment, radier générale, RPA modifier 2003, BAEL modifier 99.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات (سكني وتجاري وموقف سيارات) ويتكون من طابق تحت الأرض +طابق ارضي +9طوابق ببيتير الجير بولاية وهران. تم تصنيف هذه المنطقة على انها المنطقة الزلزالية 12 وفقا للمعايير الزلزالية الجزائرية 1999نسخة 2003.

يعتمد العمل على دراسة كاملة لتصميم وتنفيذ الهيكل، والتي تنقسم الى عدة فصول.

- الوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي لخصائص المواد.
- التحجيم المسبق للعناصر وخفض الاحمال.
- دراسة العناصر غير الهيكلية (العارضة السلام الشرفة).
- التصميم والتحقق من معايير الزلزالية للهيكل المنتج باستخدام برنامج ROBOT D'ESSAI

VERSION 2023.

- دراسة العناصر الأساسية للهيكل.
 - الجزء الأخير دراسة الأساس نوع الطوافة العامة.
- أجريت هذه الدراسة مع مراعاة توصيات القواعد الجزئية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة.
- الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة. روبوت، بناء، بلاطة عامة.

Abstract

This project represents a detailed study of a multi-use building (residential commercial and parking) consisting of basement and a ground floor plus 09 floors located in BIR EL DJIR in Oran. This region is classified as seismicity zone (zone IIA) according to the RPA version 2003.

The work is based on a complete study of the design and implementation of the structure, which is divided into several chapters:

- The general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials.
- Element dimensioning and lowering of loads.
- The study of non-structural elements beams balcony.
- Modelling and verification at the RPA of the structure carried out using the software ROBOT TRIAL version 2003.
- The study of structural elements.
- The last part in the foundation study, type of general raft.

This study was conducted taking into account the recommendations of BEAL91 modified99 and the Algerian seismic rules RPA99/V2003

KEYWORDS: reinforced concrete, building, robot.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation du projet

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristique générale	3
I.3.1 Caractéristique géométrique (dimension de plan)	3
I.3.2 Caractéristique géotechniques du sol	3
I.3.3 Caractéristique techniques	3
I.3.4 Caractéristiques géotechniques	4
I.3.5 caractéristiques des matériaux	4
I.4 caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.4.1 résistance à la compression	5
I.4.2 résistance à la traction	5
I.4.3 retrait hygrométrique	5
I.4.4 module de déformation longitudinale	6
I.4.4.1 module de déformation instantanée	6
I.4.4.2 module de déformation transversale	6
I.5 modèle de calcul	6
I.5.1 A L'Elu	6
I.5.2 A L'ELS	8
I.6 contrainte limite de cisaillement à L'ELS	8
I.6.1 fissuration non préjudiciable	8
I.6.2 fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	8
I.7 poids volumique de béton	9
I.8 ACIER	9
I.8.1 caractéristiques mécanique	9
I.8.2 diagramme déformation contrainte	9
I.8.2.1 L'ELU	10
I.8.2.2 L'ELS	10

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	11
II.2 Pré dimensionnement des poutres	11
II.2.1 poutre principale	11
II.2.2 poutre secondaire	11
II.3 pré dimensionnement des planchers	12
II.3.1 Planchers à corps creux	12
II.3.2 dalle pleine	13
II.4 Evaluation des charges et des surcharges	14
II.5 Pré dimensionnement des voiles	15
II.5.1 voile de contreventement	15
II.5.2 voile d'ascenseur	17
1 II.5.3 voile périphérique	17
II.6 Pré dimensionnement des poteaux	18
II.6.1 Principe	18
II.6.2. Poteaux plus sollicité	18
II.6.2.1 Calcul de la surface supportée par le poteau le plus sollicité	18
II.6.2.2 effort normal ultime dans chaque niveau	19
II.6.3 Méthode de calcul	21
II.6.4 Calcul de la section du poteau	22
Chapitre III : Etude des planchers	
III.1 Introduction	25
III.2 Plancher à corps creux	25
III.2.1 détermination des dimensions des poutrelles	25
III.2.2 Etude de la dalle de compression	26
III.2.3 Etude des poutrelles	27
III.2.3.1 Evaluation des charges	27
III.2.3.2 Types de poutrelles	28
III.2.3.3 détermination des sollicitations des poutrelles	29
III.2.4 Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire	40

III.3. Planchers à dalle pleine	44
III.3.1 évaluation des charges et combinaisons fondamentales	45

Chapitre IV : Etude éléments non structuraux

IV.1 Introduction	58
IV.2 Etude d'acrotère	58
IV.2.1 Définition	58
IV.2.2 L'acrotère	58
IV.2.2.1 Charge permanente	58
IV.2.2.2 Charge d'exploitation	60
IV.2.2.3 LA force horizontale	60
IV.2.3 Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant	60
IV.2.3.1 ELU	60
IV.2.3.2 ELS	61
IV.2.4 Calcul de ferrailage	61
IV.2.5 Calcul en flexion simple	61
IV.2 Etude des balcons	66
IV.3 Etude d'escalier	71
IV.3.1 Introduction	71
IV.3.2 Définition	71
IV.3.3 Pré dimensionnement des escaliers	72
IV.3.4 Etude de la poutre palière	80

Chapitre V : étude dynamique et sismique

V.1 Introduction	88
V.2 Critères de classification	88
V.2.1 classification des zones sismiques	88
V.2.2 classification de l'ouvrage	88
V.2.3 Classification des sites	88
V.3 choix de la méthode de calcul	88
V.3.1 méthode statique équivalente	89
V.3.2 méthode dynamique modale spectrale	89

V.4 méthode statique équivalente	89
V.4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse	90
V.4.1.2 Coefficient de comportement global de la structure R	90
V.4.1.3 Facteur de qualité	90
V.5 Poids total de la structure	93
V.6 Modélisation de la structure	93
V.6.1 Position des voiles	93
V.7 Calcul de la force sismique totale	94
V.8 Résultats de calcul	95
V.8.1 Vérification ART 4.3.4RPA 99/V2003	97
V.8.1.1 Vérification des sollicitations normales	98
V.9 Caractéristiques géométriques et massique par étage	98
V.10 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente	102
V.11 Vérification des déplacement inter étage	102
V.12. Vérification de l'effet $P - \Delta$	103
Chapitre VI : Etude des portiques	
VI.1 Introduction	107
VI.2 Définition	107
VI.2.1 Poteaux	107
VI.2.2 Poutre	107
VI.2.3 Nœud	107
VI.3 Ferrailage des portiques	107
VI.3.1 Combinaisons d'actions	107
VI.3.2 Ferrailage des poutres	108
VI.3.3 Ferrailage réglementaire	108
VI.4 Ferrailage des poteaux	117
VI.4.1 Calcul des armatures	121
Chapitre VII : Etude des voiles	
VII.1 Introduction	130
VII.2 Définition	130

VII.3 Etude des voiles périphériques	131
VII.3.1 Détermination des sollicitations.....	131
VII.4 Ferrailage des voiles contreventements	139
VII.5 Exemple de calcul	142
VII.5.1 Les caractéristiques géométriques du voile	143
VII.5.2 Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile.....	143
VII.5.3 Détermination la contrainte moyenne de la bande d_1	144
VII.5.4 L'effort normal appliqué sur la bande d_1	144
VII.5.5 Calcul de l'effort limite ultime	144
VII.6 Calcul de ferrailage	144
VII.6.1 Ferrailage verticale	145
VII.6.1.1 Calcul des contraintes	145
VII.6.1.2 Calcul des contraintes	146
VII.6.1.3 Calcul des armatures transversale	147
Chapitre VIII : Etude de fondation	
VIII.1 Introduction	151
VIII.1.1 Fondation superficielles	152
VIII.1.2 Fondation profondes	152
VIII.2 Choix du type de fondation	152
VIII.3 Etude de radier	153
VIII.3.1 Pré dimensionnement du radier	153
VIII.3.1.1 Dimensionnement de la nervure.....	154
VIII.4 Déterminations des sollicitations	157
VIII.4.1 Vérification du soulèvement.....	157
VIII.5 Combinaison d'action	158
VIII.5.1 Vérification des contraintes sous radier	159
VIII.6 Ferrailage du radier	159
VIII.6 .1 Calcul des moments fléchissant	159

Conclusion générale

Listes des figures

Chapitre I

Figure.I.1 : vue sur la situation de site étudié.....	1
Figure.I.2 : Plan réez de chaussée	2
Figure.I.3 : Plan d'étage courant	2
Figure.I.4 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton a L'ELU	7
Figure.I.5 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton a L'ELS	8
Figure.I.6 : diagrammecontrainte-déformation de l'acier	10

Chapitre II

Figure.II.1 : Section d'une poutrelle	13
Figure.II.2 : Planché corps creux	13
Figure.II.3 : Coupe sur voile en élévation.....	16
Figure.II.4 : Schéma représentatif du poteau le plus sollicité.....	18

Chapitre III

Figure.III.1.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	25
Figure.III.2.1 : Schéma de calcul d'un plancher à corps creux.....	25
Figure.III.2.2 : Section d'une poutrelle.....	26
Figure.III.2.3 : Poutrelle type 3.....	31
Figure.III.2.4 : Dessin de ferrailage.....	44
Figure.III.3.1 : Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant	45
Figure.III.3.2 :Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel).....	48
Figure.III.3.3 : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel).....	49
Figure III.3.4 : Coupe transversale au niveau de la dalle pleine.....	57

Chapitre IV

Figure.IV.1.1 : Coup transversale de l'acrotère	59
Figure.IV.1.2 : Schéma statique de l'acrotère	60

Figure.IV.1.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée	61
Figure.IV.1.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure.IV.2.1 : Schéma statique de balcon.....	67
Figure.IV.2.2 : Schéma du balcon.....	68
Figure.IV.2.3 : Ferrailage du balcon	71
Figure IV.3.1 : schéma d'un escalier	72
Figure IV.3.2 : Schéma statique de l'escalier.....	74
Figure IV.3.3 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.....	76
Figure IV.3.4 : Diagrammes de l'effort tranchant a l'ELU.....	76
Figure IV.3.5 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS	78
Figure IV.3.6 : Diagrammes de l'effort tranchant a l'ELS	79
Figure IV.3.7 : Schema statique de la poutre palière	80
Figure.IV.3.8 : Dessin de ferrailage de l'escalier.....	86
Figure.IV.3.9 : Dessin de ferrailage de la poutre palière	87

Chapitre V

Figure.V.1 : Disposition des voile	93
Figure.V.2 : vue de la structure modalisée	94
Figure.V.3 : 1 ^{er} mode translation suivant l'axe (y-y)	96
Figure.V.4 : 2 ^{ème} mode torsion	97
Figure.V.5 : 3 ^{ème} mode translation (X-X).....	97

Chapitre VI

Figure.VI.1 : Ferrailage des poutres principales	116
Figure.VI.2 : La zone nodale.....	118
Figure.VI.3 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	120
Figure.VI.4 : La zone nodale.....	127
Figure.VI.5 : Dessin de ferrailage des poteaux	129

Chapitre VII

FigureVII.1 : Schéma des contraintes de voile périphérique	132
FigureVII.2 : Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel	133
FigureVII.3 : Enrobage.....	134

FigureVII.4: Section de calcul en travée (x-x).....	135
FigureVII.5: Section de calcul en travée (y-y).....	137
FigureVII.6: Ferraillage de voile périphérique.....	139
FigureVII.7: Schéma d'un voile	139
FigureVII.8: Vue en 2D avec logiciel d'essai.....	142
FigureVII.9: Ferraillage de voile contreventement	149

Chapitre VIII

Figure.VIII.1 : Cartographies A L'ELU	158
Figure.VIII.2 : Cartographies A L'ELS.....	159
Figure.VIII.3 : Ferraillage de la dalle.	168
Figure.VIII.4 : Ferraillage de poutre principale radier.....	179
Figure.VIII.5 : Ferraillage de poutre seconder radier	179

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : dimensions de plan	3
Tableau I.2 : différents types d'acier	9

Chapitre II

Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitation	20
Tableau II.2 : Dégression des charges permanentes	20
Tableau II.3 : tableau choix de la section du Poteau.....	24
Tableau II.4 : vérification au flambement	25

Chapitre III

Tableau III.1 :Le rapport entre 2 travées	30
Tableau III.2.1 : Moments fléchissant en Appuis et en Travée et Efforts tranchants	35
Tableau III.2.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et d'effort tranchant	35
Tableau III.3.1 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travée du plancher haut sous-sol	50

Chapitre IV

Tableau IV.2.1 : charges permanentes de balcon	67
---	----

Chapitre V

Tableau V.1 : pénalités du facteur de qualité.....	92
Tableau V.2 : taux de participation modale	95
Tableau V.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon x et y de chaque étage	101
Tableau V.4 : les forces sismiques des deux directions.....	102
Tableau V.5 : vérification des déplacements inter étage selon x et y.....	103
Tableau V.6 : vérification de l'effet $P - \Delta$ sens x-x et sens y-y.....	104
Tableau V.7 : vérification du renversement.....	105

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	110
Tableau VI.2 : Tableau des efforts normaux et des moments fléchissant	120
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des armatures du poteau (60x60).....	128
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif de toutes les armature	128

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée).....	134
Tableau VII.2 : Tableau de ferrailage du voile périphérique	138
Tableau VII.3 : Sollicitations obtenues par ROBOT.....	142
Tableau VII.4 : caractéristiques des voiles dans sens X-X	142
Tableau VII.5 : caractéristiques des voiles dans sens Y-Y	143
Tableau VII.6 : Ferrailage des voiles	148

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Les dimensions des nervures	155
Tableau VIII.2 : Ferrailages des poutres	178

Listes de symboles

ELU	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton

h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma_b}$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I₀ Moment d'inertie de la section homogène

I_f Moment d'inertie fictif

f Flèche due à une charge considérée (g; j; p)

Δf_t Flèche total

ζ Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Introduction Générale

INTRODICTION Générale :

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nouveaux paramétrés.

Tant que L'Algérie étant se situé dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 Mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...).

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 9 étages, à usage d'habitation et commercial.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant la réglementation et recommandation en vigueur à (RPA99/2003. BEAL91/99 et les documents D.T. R22).

Notre travail se subdivisera en huit (8) chapitres :

- ❖ Le premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ❖ Le 3ème chapitre présente le calcul des plancher (corps creux, dalle pleine).
- ❖ Le 4ème présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers).
- ❖ Le 5ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modale de la structure en 3D à l'aide du logiciel d'essai analysais Professional.

- ❖ Le 6ème chapitre présente le calcul des portiques (poteaux, poutres).
- ❖ Le 7ème chapitre présente le calcul des voiles.
- ❖ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I:
Présentation du projet

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

La stabilité d'un bâtiment est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres...) aux différentes sollicitations dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BEAL91, RBA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce travail qui entre dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude traite le calcul d'une structure d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation commercial.

L'implantation est prévue dans la wilaya d'ORAN (de BIR EL DJIR), ville classée en zone II A (zone de moyenne sismicité d'après la classification sismique sur le territoire national selon RPA 99 V2003).

Il s'agit de l'étude d'une tour constituée de :

- Sous-sol
- Réez de chaussée à usage commercial.
- Le reste à usage d'habitation.

L'architecture de l'ouvrage présente une forme régulière en plan.



Figure I.1 : vue sur la situation de site étudié.

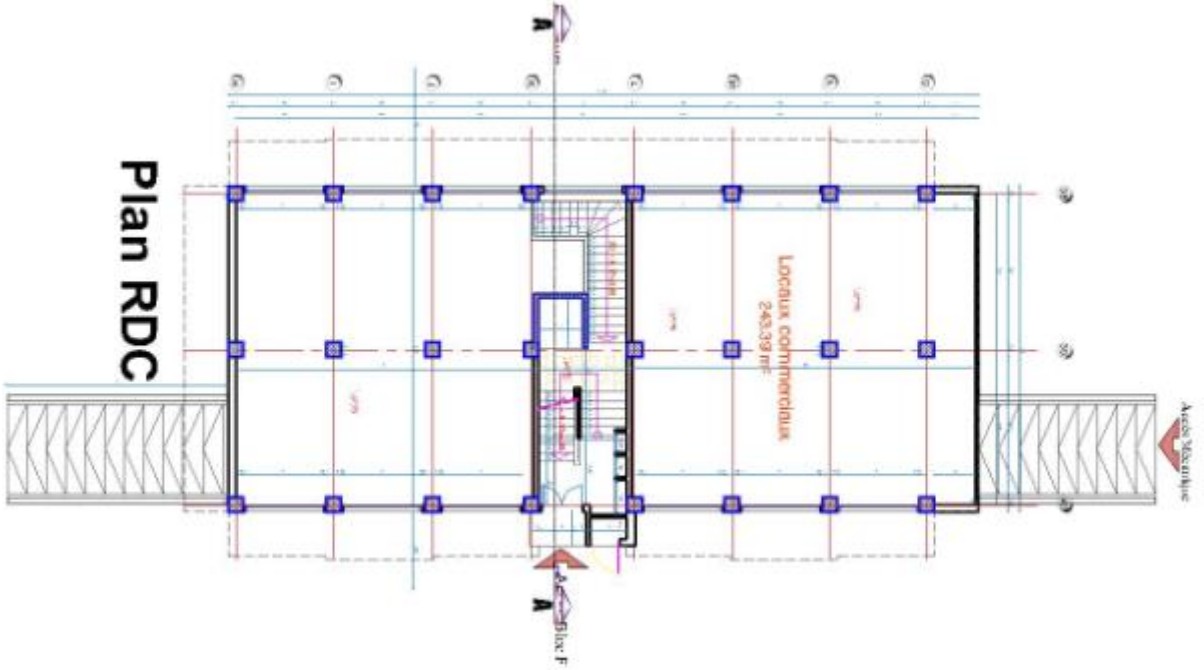


Figure I .2: PLAN réez de chaussée

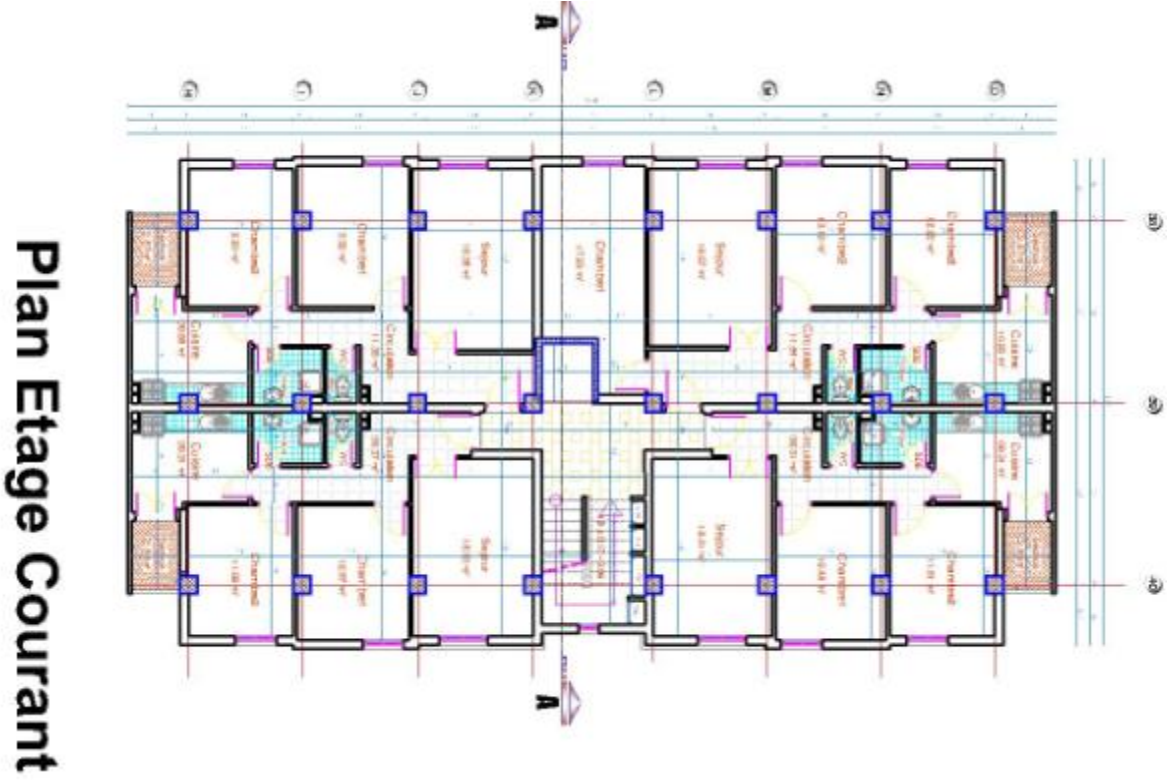


Figure I .3 :PLAN étage courant.

I.3. Caractéristique générales :

I.3.1. Caractéristique géométrique:

Tableau I.1 : dimensions de plan.

Longueur du bâtiment	26.91 m
Largeur du bâtiment	14.05 m
La surface totale	378.08 m ²
Hauteur de la tour	35.04 m
Hauteur des étages	3.06 m
Hauteur du R.D.C	4.08m
Hauteur de sous-sol	3m

I.3.2. Caractéristiques géotechniques du sol :

De notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (site 3).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol : sol $\sigma = 2.5$ bars.
- L'absence d'une nappe phréatique.

I.3.3 Caractéristiques techniques :

La stabilité de la structure est assurée par un système mixte ; d'un portique auto-stable (poteaux-poutre) et murs voiles

Le sous-sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

La structure doit résister aux efforts verticaux (charges permanentes, charges d'exploitation) et horizontaux (séisme, vent).

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version 2003), les ouvrages doivent en général comporter :

a) Contreventements : qui doivent être disposés de façon à :

Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes ;
Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;
Assurer une transmission directe des forces aux fondations et
Minimiser les effets de torsion.

b) Planchers :

On adopte deux types de plancher :

- Plancher à dalle pleine pour le RDC et sous-sol.
- Plancher à corps creux pour les étages courants.

c) Les balcons :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

d) Circulations verticales :

La circulation verticale dans notre structure est assurée par :

Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des voiles. Pour faciliter la circulation entre les différents niveaux.

e) Maçonnerie :

La maçonnerie est réalisée en briques creuses:

- Les murs extérieurs sont constitués de deux parois en brique creuses d'épaisseur 30cm.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi en brique creuse d'épaisseur 10cm

f) Acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 100 cm d'hauteur.

I.3.4. Caractéristiques géotechniques :

Les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élever Selon l'article 2.2 du RPA99 (version 2003), qui faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne.

Rapport géotechnique: d'après les essais in-situ et au laboratoire, la contrainte admissible du sol est de l'ordre de 1.5bars à la profondeur.

I.3.5. Caractéristiques des matériaux :

Béton armé : le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste peu ou mal.

La masse volumique des bétons courant est 2200 kg/m³.

Dosage du béton :

- Ciment utilisé CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m³)
- Sable 400 litres/m³ (DS ≤ 0.5 mm)
- Gravier 800 litres/m³ (3 DS 25 mm)
- Eau de gâchage 160 à 180 litres/m³.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I.4.1. Résistance à la compression: f_{cj}

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique, elle est représentée par le symbole f_{c28} . Cette caractéristique est déterminée par l'écrasement d'éprouvettes normalisées en forme de cylindre (16x32) à 28 jours. En dehors de cette durée le B.A.E.L propose les formules empiriques suivantes :

Pour $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 * f_{c28} * j^{(j+1)}$

Pour $28 < j < 60$ jours $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg / m³ de CPJ 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 M Pa ($f_{c28} = 25$ M Pa)

I.4.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ avec : $f_{cj} \leq 40$ M Pa.

Pour $j = 28$ $f_{c28} = 25$ M Pa.

$f_{t28} = 2,1$ M Pa.

I.4.3. Retrait hygrométrique :

Durant sa vie, le béton subit une variation de son volume ; lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

Fluage :

C'est un raccourcissement différé du béton sous l'effet de contrainte de compression il dépend de l'intensité de la contrainte de compression et de l'âge du béton.

I.4.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

I.4.4.1. Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.558 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

1.8.1.4.2. Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.760 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

I.4.4.2. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

A. $\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

B. $\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

I.5. Modèles de calcul :

I.5.1. A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$: C'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$: Compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

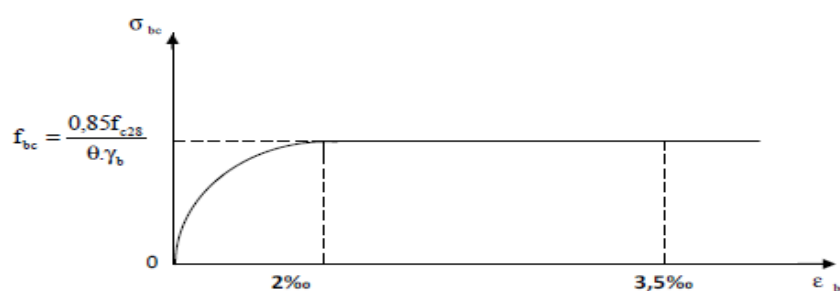
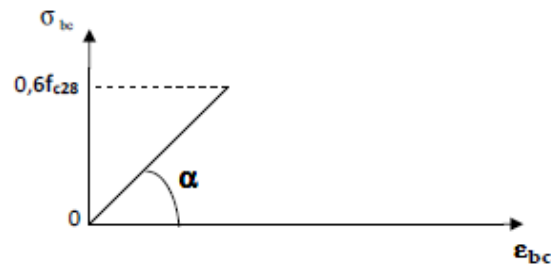


Figure I .4 : diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

I.5.2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5})$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Figure I.5: Diagramme de calcul de contrainte –déformation du béton à l'ELS.

I.6. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

I.6.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

I.6.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

I.7. Poids volumique de béton :

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

2300 à 2400 daN/mS'il n'est pas armé.

2500 daN/mS'il est armé.

I.8. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau I.2 : différents types d'acier.

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400

I.8.1. Caractéristiques mécaniques :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000$ MPa

I.8.2. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

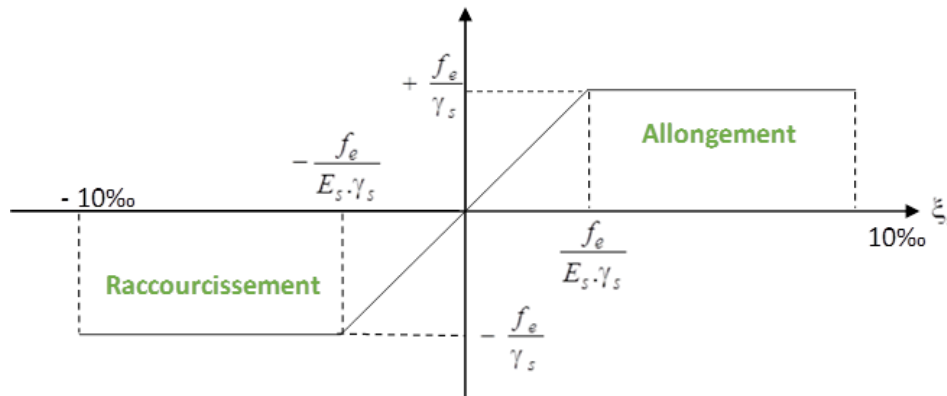


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

1.8.2.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$. [BAEL91 / A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

1.8.2.2. L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à f_e [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

n: Coefficient de fissuration

$n = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

*Chapitre II : Pré
dimensionnement des
éléments*

II.1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la Structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations. Avant d'entamer tous des éléments de la structure, il faut passer par leur pré dimensionnement et cela en se basant sur des lois des règlements BAEL91, et RPA99 version 2003.

Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées.

Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité et
- Condition des règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suivi :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h < b < 0.8h$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_t: \text{hauteur totale de la poutre} \\ b: \text{largeur de la poutre} \\ L: \text{portée libre entre nus d'appuis} \end{cases}$$

II.2.1. Poutre principale :

$$L_{\max} = 530 \text{ cm} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 53 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 45 \text{ cm}$$

$$18 \text{ cm} < b \leq 36 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

D'après le **R.P.A.99** (version 2003), on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots & \text{condition vérifiée} \\ h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots & \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30 × 45) cm²**

II.2.2. Poutre secondaire :

$$L_{\max} = 350 \text{ cm} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 30 \text{ cm}$$

$18\text{cm} < b \leq 36\text{cm} \rightarrow$ on prend $b = 30\text{cm}$

D'après le **R.P.A.99 (version 2003)**, on a :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h_t = 30 \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30× 30) cm²**

II.3.Pré dimensionnement des planchers :

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche ;
- Condition coupe-feux ;
- Condition d'isolation thermique ;
- Condition d'isolation phonique.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante et les balcons.
- Plancher dalle pleine pour le sous-sol et RDC ainsi qu'ascenseur.

II.3.1. Plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}, \text{ avec } L=350\text{cm}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} h_t: \text{hauteur totale du plancher} \\ L: \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$14 \leq h_t \leq 17.5 \Rightarrow h_t=20 \text{ cm d'épaisseur, soit un plancher (16+4) cm}$$

Avec 4cm : épaisseur de la table de compression

Épaisseur du corps creux : 16 cm

- $h_t=20\text{cm}$
- $h_0=4\text{cm}$
- $h_1=16$

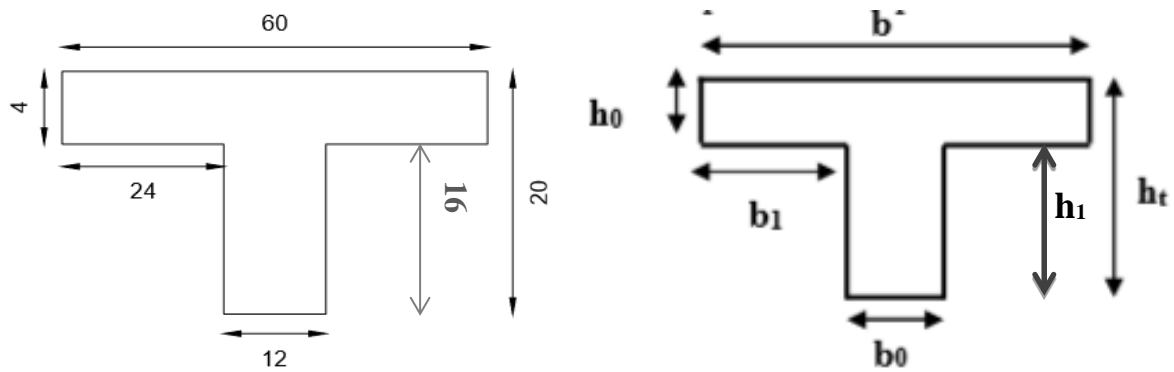


Figure II.1 : section d'une poutrelle.

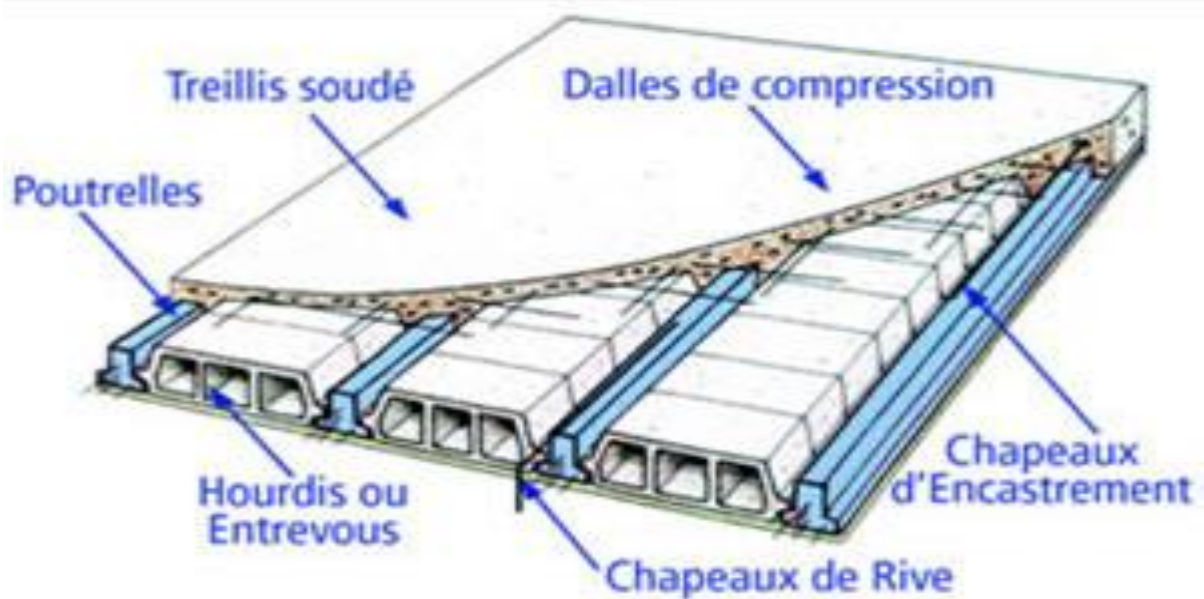


Figure II.2 : planché corps creux.

II.3.2. Dalle pleine :

- Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité la hauteur de la dalle pleine est donnée par :

$\rho = L_x/L_y \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle portant dans un seul sens :

$$h_0 = (1/35 \div 1/30) L_x$$

$0.4 < \rho < 1 \rightarrow$ la dalle portant suivant deux directions :

$$h_0 = (1/50 \div 1/40) L_x$$

On a: $L_x = 350\text{cm}$

$$L_Y=530\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{350}{530} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle portant dans deux sens}$$

$$\text{Donc ; } 350/50 \leq h_0 \leq 350/40 \Rightarrow 7 \leq h_0 \leq 8.75$$

- Condition d'isolation acoustique :

Contre les bruits aériens : $h_0=14\text{cm}$

Contre les bruits d'impacts : $h_0=16\text{cm}$

- Condition de sécurité en matière d'incendie :

7cm pour 1 heure de coupe-feu

11 cm pour 2 heures de coupe-feu

On adopte pour l'épaisseur de la dalle pleine

H0=16cm

II.4. Evaluation des charges et des surcharges :

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

- Charge permanente :
- Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

	Chargement	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0,05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,16+0,04	-	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	15	0.2
Charge permanente totale				G=6.48

➤ Plancher étage courant :

	Chargements	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,25	-	2,8
6	cloison	0,1		0,75
7	Enduit en plâtre	0,02	15	0,30
Charge permanente totale				G=5,05

➤ Plancher dalle pleine :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25	4,00
5	cloison	0,1	-	0,75
6	Enduit en plâtre	0,02	15	0,30
Charge permanente totale				G=6,21

• Surcharges d'exploitation :

1-surcharge du plancher terrasse inaccessible.....**Q=1.00KN/m²**

2-surcharges des plancher étage courant (habitation).....**Q=1.50KN/m²**

3-surcharge du plancher de RDC (commerce).....**Q=5.00KN/m²**

4- surcharge du plancher sous-sol (parking).....**Q=2.50KN/m²**

II.5. Pré dimensionnement des voiles :**II.5.1. Voile de contreventement :**

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Le système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité et ils doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. D'après les règles

parasismiques algériennes RPA99 version 2003, on considère comme voile de contreventement satisfaisant la condition suivante :

- $L \geq 4a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles ($A_{\min}=15$ cm)

h_e : hauteur libre d'étage

Notre site se situe à Oran (zone IIA)

- nombre de niveau ≥ 4
- la hauteur ≥ 14 m

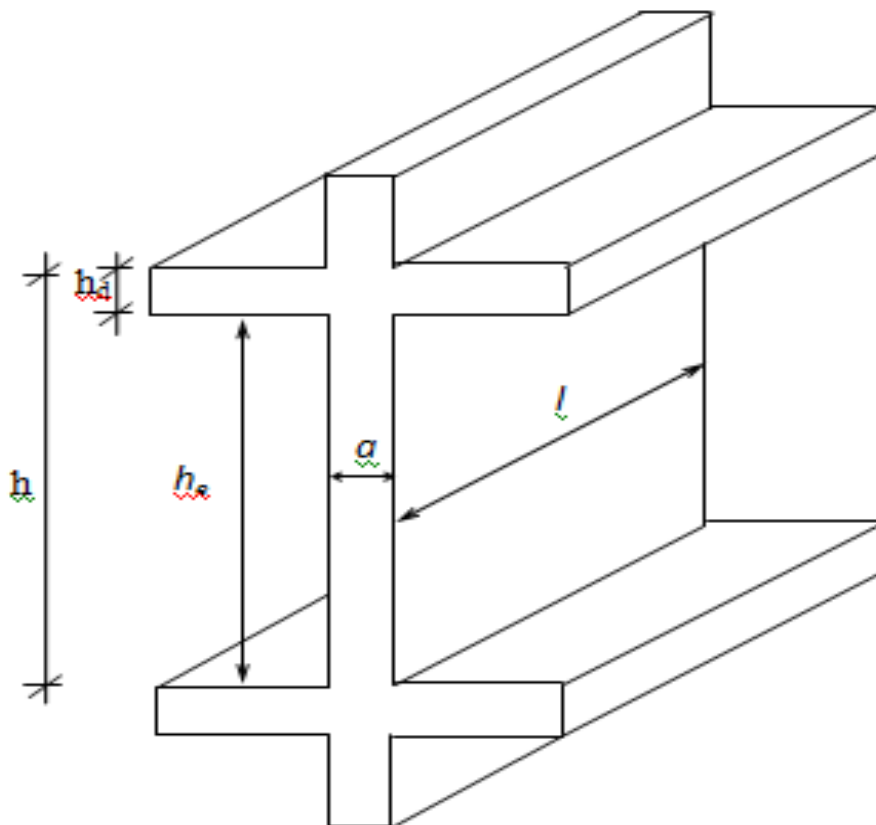


Figure II.3 : coupe sur voile en élévation.

- Voile d'étage courant :

$$H_{\text{étage}}=3.06-0.20=2.86\text{m}\Rightarrow a_{\text{étage}}\geq \frac{2.86}{20}=0.14\text{m}$$

- Voile de RDC

$$H_{\text{RDC}}=4.08-16=3.92\text{m}\Rightarrow a_{\text{RDC}}\geq \frac{3.88}{20}=0.196\text{m}$$

Niveaux	Epaisseur (cm)
RDC	30
1 ^{er} au 9 ^{ème} étage	30

II.5.2. Voile d'ascenseur :

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

- Voile de sous- sol :

$$h_{\text{sous-sol}}=3.00-0.16=2.84\text{m}\Rightarrow a_{\text{sous-sol}}\geq \frac{2.84}{25}=0.113\text{m}$$

- Voile de RDC :

$$h_{\text{RDC}}=4.08-0.16=3.92\text{m}\Rightarrow a_{\text{RDC}}\geq \frac{3.92}{25}=0.15\text{m}$$

- Voile d'étage courant :

$$h_{\text{étage}}=3.06-0.20=2.86\text{m}\Rightarrow a_{\text{étage}}\geq \frac{2.86}{25}=0.114\text{m}$$

Niveau	Epaisseur (cm)
Sous-sol	30
RDC	30
1 ^{er} au 9 ^{ème}	30

II.5.3. Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de fondation et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- épaisseur $\geq 30\text{cm}$

$$\begin{cases} h_{\text{sous-sol}} = 3.00 - 0.16 = 2.84\text{m} \\ a_{\text{min}} = 15\text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{2.84}{25} = 0.114\text{m}$$

On adoptera : $a=20\text{cm}$

II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

II.6.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond au poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.2. Poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix au poteau axes (k, 39) comme il est motionné sur la figure suivante d'où la surface hachurée c'est elle supportée par le poteau pour tous les étages.

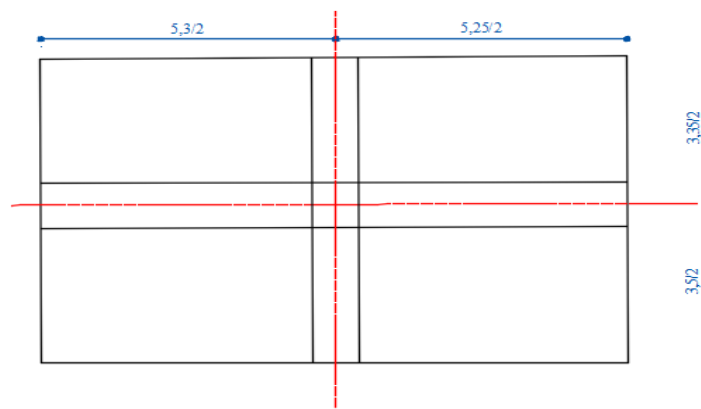


Figure II.4 : Schéma représentatif du poteau le plus sollicité.

II.6.2.1. Calcul de la surface supportée par le poteau le plus sollicité :

Soit S la surface supportée par poteau axe (k, 39) :

- La longueur afférente de la poutre principale (P.P.) : $L_{\text{aff}(p,p)}=5.27\text{m}$
- La longueur afférente de la poutre secondaire (P.S.) : $L_{\text{aff}(p,s)}=3.4\text{m}$

$$S=(5.3/2+5,25/2) \times (3.35/2+3.5/2)=17.96\text{m}^2$$

- La surface afférente du plancher : $S_{\text{aff}(\text{plancher})}=17.96\text{m}^2$

II.6.2.2. Effort normal ultime dans chaque niveau :

a) Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- **Plancher terrasse :**

-Poids propre du plancher : $G_{\text{terrasse}} S = (6.48 \times 17.96) = 116.38 \text{KN}$

-Poids propre des poutres principale : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.45) \times 5.27 = 17.79 \text{KN}$

-Poids propre des poutres secondaires : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.4 = 7.65 \text{KN}$

$$\mathbf{G=141.82KN}$$

- **Plancher étage courant :**

- Plancher étages : $G_{\text{étage}} \times S = (5.05 \times 17.96) = 90.70 \text{KN}$

-Poids propre des poutres principale : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.45) \times 5.27 = 17.79 \text{KN}$

Poids propre des poutres secondaires : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.4 = 7.65 \text{KN}$

$$\mathbf{G=116.14KN}$$

- **Plancher à dalle pleine :**

- Plancher étages : $G_{\text{étage}} \times S = (6.21 \times 17.96) = 111.53 \text{KN}$

-Poids propre des poutres principale : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.45) \times 5.27 = 17.79 \text{KN}$

Poids propre des poutres secondaires : $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.4 = 7.65 \text{KN}$

$$\mathbf{G=136.97KNb)}$$

Les efforts de compression due aux charges d'exploitation Q :

Loi de dégression :

Puisqu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q de bas vers le haut.

D'où Q : charges d'exploitation

Ce qui donne : $Q_{0+} = \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ selon les règles de « **BAEL 91 modifié 99** », avec :

- n : nombre d'étage
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse

- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitations des plancher courants respectivement de haut vers le bas .

Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau De Planchers	Surcharges d'exploitation	Σ des surcharges d'exploitation	Σ des surcharges d'exploitation (KN/m ²)
T	Q ₀	Q ₀	1.00
P8	Q ₁	Q ₀ + Q ₁	2.5
P7	Q ₂	Q ₀ + 0.95 (Q ₁ +Q ₂)	3.85
P6	Q ₃	Q ₀ + 0.90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5.05
P5	Q ₄	Q ₀ + 0.85 (Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ + Q ₄)	6.1
P4	Q ₅	Q ₀ + 0.80 (Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7
P3	Q ₆	Q ₀ + 0.75 (Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75
P2	Q ₇	Q ₀ + 0.71 (Q ₁ +.....+ Q ₇)	8.46
P1	Q ₈	Q ₀ + 0.69 (Q ₁ +.....+ Q ₈)	9.1
P RDC	Q ₉	Q ₀ + 0.67 (Q ₁ +.....+Q ₉)	12.39
PS.SOL	Q ₁₀	Q ₀ + 0.65 (Q ₁ ++Q ₁₀)	13.68

Tableau II.2 : Dégression des charges permanentes

Niveau De Planchers	Charges permanentes	Σ des charges permanentes	Σ charges permanentes (KN/m ²)
T	G ₀	6.48	6.48
P8	G ₁	6.48+5,05	11.53
P7	G ₂	6.48+2x5,05	16.58
P6	G ₃	6.48+3X5,05	21.63
P5	G ₄	6.48+4X5,05	26.68
P4	G ₅	6.48+5X5,05	31.73

P3	G ₆	6.48+6X5,05	36.78
P2	G ₇	6.48+7X5,05	41.83
P1	G ₈	6.48+8X5,05	46.88
P.RDC	G ₉	6.48+9X5,05	51.93
P.S.SOL	G ₁₀	6.48+10X5,05	56.98

II.6.3. Méthode de calcul :

Le pré dimensionnement des poteaux doit respecter les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance et Condition de stabilité de forme.
- Condition imposée par les règles parasismiques algérienne RPA 99 version 2003.
- Condition de résistance et stabilité de forme :

On sait que :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right]}$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003

On prend $\frac{A}{B_r} = 0,8\%$ (zone IIa)

Avec :

B_r : section nette du béton, $B_r = [(a-0.02)(b-0.02)]$;

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$) ;

σ_{bc} = résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

N_G : effort normal du aux charges permanentes ;

N_Q : effort normal du aux charges d'exploitation.

Il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda + 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$

β : Coefficient qui dépend de l'élanement du poteau

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda \rightarrow \beta = 1.2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} : \text{résistance de calcul des aciers à L'ELU avec : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

La formule précédente devient égale :

$$B_r \geq (1.2 \cdot N_u) / [(14.2/0.90) + 0.85 (0.008 \times 348)]$$

$$\text{Donc } B_r \geq 0.6614 N_u$$

a. Condition imposées par les règles parasismiques algériennes R.P.A 99 version 2003

Pour la zone IIA : on a

1. $\text{Min}(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm}$
2. $\text{Min}(h_1, b_1) = h_c/20$
3. $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Avec

H_c : La hauteur libre d'étage

II.6.4. Calcul de la section du poteau :

$$N_u = 1.10 \times (N_{uplch} + N_{upp} + N_{ups} + N_{upot})$$

Exemple de calcul :

Calcul de la section du poteau :(9^{ème} étage)

Effort normal ultime du plancher N_{uplch} :

$$\begin{cases} G = 6.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow q_{1(\text{plancher})} = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_{1(\text{plancher})} = 10.25 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{uplch} = 10.25 \times 17.96 = 184.09 \text{ KN}$$

Effort normal ultime de la poutre principale N_{upp} :

$$q_{2(p.p)} = 1.35(25 \times 0.3 \times 0.45) = 4.556 \text{ KN/ml}$$

$$N_{upp} = 4.556 \times 5.27 = 24.011 \text{ KN}$$

Effort normal ultime de la poutre secondaire N_{ups} :

$$q_{2(p.p)} = 1.35(25 \times 0.3 \times 0.30) = 3.037 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ups} = 3.037 \times 3.4 = 10.327 \text{ KN}$$

Effort normal ultime du poteau N_{upot}

$$N_{upot} = 0 \text{ KN}$$

$$N_u = (184.09 + 24.01 + 10.327 + 0)$$

$$N_u = 217.963 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.6614 N_u \Rightarrow B_r \geq 144.458$$

Donc on prend $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification suivant les règles parasismiques algérienne RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(40, 40) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40, 40) \geq \frac{320}{20} = 16 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \end{cases} \quad \text{C.V}$$

Tableau II.3: tableau choix de la section du Poteau

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{supp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 9 ^{eme} etage	6,48	1	24,011	10,328		0,000	183,624	217,963	159,463	144,458	14,019	40	17,047	18,551
3,06	haut 8 ^{eme} etage	11,53	2,5	48,023	20,655		14,094	346,095	428,867	312,702	284,238	18,859	40	20,419	18,551
3,06	haut 7 ^{eme} etage	16,58	3,85	72,034	30,983		28,188	504,535	635,740	463,253	421,346	22,527	40	24,853	18,551
3,06	haut 6 ^{eme} etage	21,63	5,05	96,046	41,310		42,282	658,943	838,581	611,117	555,782	25,575	45	28,545	16,490
3,06	haut 5 ^{eme} etage	26,68	6,1	120,057	51,638		60,120	809,320	1041,135	759,066	690,028	28,268	45	31,813	16,490
3,06	haut 4 ^{eme} etage	31,73	7	144,069	61,965		77,957	955,665	1239,657	904,328	821,601	30,664	50	34,724	14,841
3,06	haut 3 ^{eme} etage	36,78	7,75	168,080	72,293		99,979	1097,979	1438,331	1050,001	953,276	32,875	50	37,417	14,841
3,06	haut 2 ^{eme} etage	41,83	8,5	192,092	82,620		122,001	1240,293	1637,006	1195,674	1084,950	34,939	50	39,928	14,841
3,06	haut 1 ^{eme} etage	46,88	9,25	216,103	92,948		144,023	1382,607	1835,680	1341,347	1216,625	36,880	55	42,290	13,492
4,08	haut RDC	51,93	11,75	240,114	103,275		170,670	1571,955	2086,014	1521,803	1382,538	39,182	55	45,045	17,989
3	haut s.sol	56,98	13	264,126	113,603		207,730	1727,707	2313,165	1687,574	1533,086	41,155	60	47,435	12,125
2		56,98	13	264,126	113,603	33,461	238,712	1727,707	2377,610	1735,311	1575,797	41,696	60	48,101	8,083
	haut semelle	56,98	13	264,126	113,603	33,461	257,545	1727,707	2396,442	1749,261	1588,279	41,853	60	48,294	0,000

L0 (cm)	Lf (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm ²)	λ	λ ≤ 35
306	214.2	213333,333	1600	11,54700538	18,5614	C.V
306	214.2	213333,333	1600	11,54700538	18,5614	C.V
306	214.2	213333,333	1600	11,54700538	18,5614	C.V
306	214.2	341718,75	2025	12,9903811	16,4891	C.V

306	214.2	341718,75	2025	12,9903811	16,4891	C.V
306	214.2	520833,333	2500	14,43375673	14,8402	C.V
306	214.2	520833,333	2500	14,43375673	14,8402	C.V
306	214.2	520833,333	2500	14,43375673	14,8402	C.V
306	214.2	762552,083	3025	15,8771324	13,4911	C.V
408	285.6	762552,083	3025	15,8771324	17,9881	C.V
300	210	1080000	3600	17,3205081	12,1243	C.V

Tableau II.4: vérification au flambement

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Introduction :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment, destiné à reprendre les charges d'exploitation et autres charges permanentes (cloison, chapes, revêtements,..) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles). Ils servent aussi à séparer les niveaux d'un bâtiment.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux).

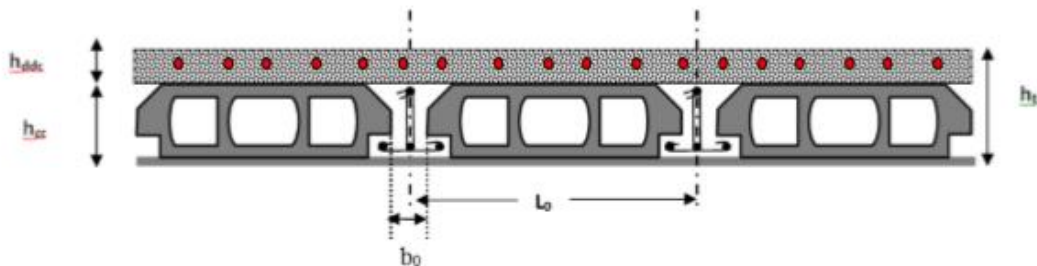


Figure III.1.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, dont les dimensions sont indiquées sur la figure suivante :

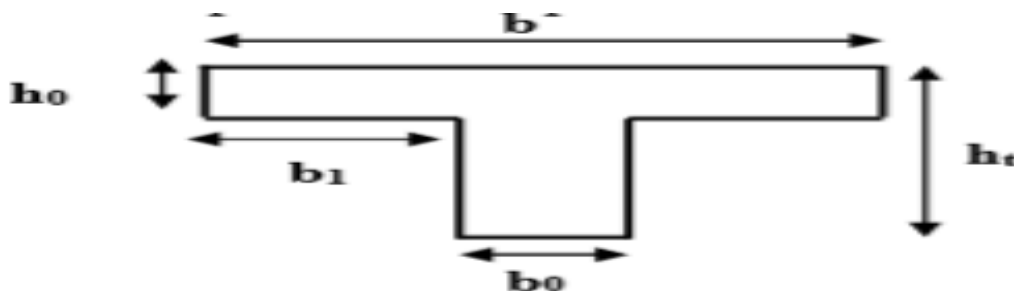


Figure III.2.1 : Schéma de calcul d'un plancher à corps creux

D'après les règles du (BAEL 91), la largeur des tables de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de (b_1)

$$b_1 \leq (L_n - b_0) / 2$$

$$b_1 \leq (L / 10)$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec :

L_n : distance entre axes des poutrelles

Suivant les règles algériennes la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

L : La distance entre nu d'appui de la travée considérée :

On prendra : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq (L_n - 12) / 2 = (60 - 12) / 2 = 24 \text{ cm}$$

$$L / 10 = 335 / 10 = 3.35 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 = 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 = 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(24 ; 3.35 ; 32) \text{ cm}$$

Donc :

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

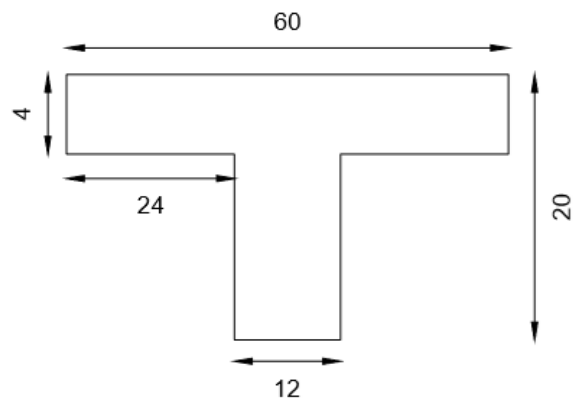
Les dimensions :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$



III.2.2. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures(A_{\perp})

30cm : pour les armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel})

La section minimale des armatures doit être :

Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieur ou égale à 50cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 / f_c$$

Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 4.L_n / F_c$$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

❖ Détermination des armatures :

Armatures perpendiculaire aux nervures :

On a: $L_n < 50 \text{ cm} = 60 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq 4L_n / F_c = 4 \times 60 / 400 = 0.6$$

F_c : Limite d'élasticité (treillis soudé) $F_c = 400 \text{ MPa}$

On prend $5T6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{\parallel} \geq 1.41 / 2 = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5\phi_6/\text{ml}$$

$$A_{\parallel} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudé ϕ_6 de maille (200×200) mm²

III.2.3. Etude des poutrelles :

III.2.3.1. Evaluation des charges :

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 5.05 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Combinaisons fondamentales :

Terrasse :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.6 = (1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 1.00) \times 0.6 = 6.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0.6 = 4.49 \text{ KN/ml}$$

Etage courant :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.05 + 1.5 \times 1.50) \times 0.6 = 5.44 \text{ KN/ml}$$

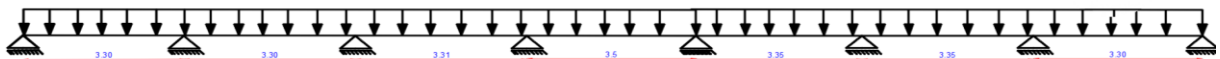
$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0.6 = 3.93 \text{ KN/ml}$$

III.2.3.2. Type de poutrelles :

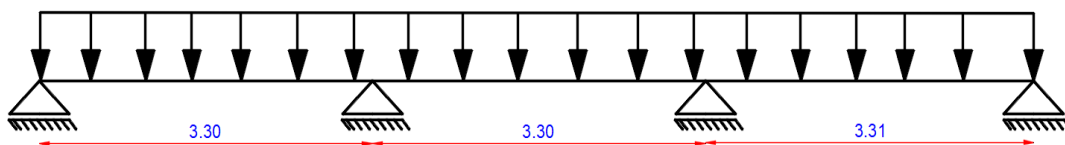
❖ Etage courant :

On distingue 3 types de poutrelles :

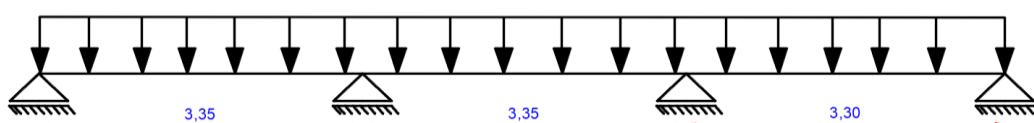
Type 1 : 7 travées



Type 2 : 3 travées



Type 3 : 3 travées



III.2.3.3. Détermination des sollicitations des poutrelles :

La poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée), elle supporte son poids propre, le poids des corps creux et de la surcharge due à la main d'œuvre.

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- La méthode forfaitaire et
- La méthode de Caquot.

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

❖ Principe de la méthode :

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

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

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{p}{G+p}$$

- α : coefficient
- P : la surcharge d'exploitation non pondérée
- G : la charge permanente non pondérée
- Moment en travée :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} M_0 \geq [\max ((1+0.3\alpha) ; 1.05)]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow \text{dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

M_g : Le moment en appuis de gauche

M_d : Le moment en appuis de droite

- Moment en appuis :

$M_{ar} = -0.2M_0$ cas d'un appui de rive partiellement encastré

$M_{ar} = -0.4M_0$ cas d'un appui de rive encastré

$M_a \leq -0.6M_0$ cas d'une poutre à deux travées

$M_a = -0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_a = -0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires



Vérification des conditions :

$$Q = 1,5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5, 05; 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\text{CV.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées..... CV.

La fissuration est considérée comme peu nuisible.....CV.

Le rapport entre 2 travées $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ est vérifié.

Tableau III.1 : Le rapport entre 2 travées

L_i	L_{i+1}	L_i/L_{i+1}	Condition
3.3	3.3	1	Condition vérifié
3.3	3.31	1	Condition vérifié
3.31	3.5	0.95	Condition vérifié
3.5	3.35	1.04	Condition Vérifier
3..35	3.35	1	Condition Vérifier
3.35	3.3	1.01	Condition Vérifier

- Exemple de calcul :

Etage courant : type 33

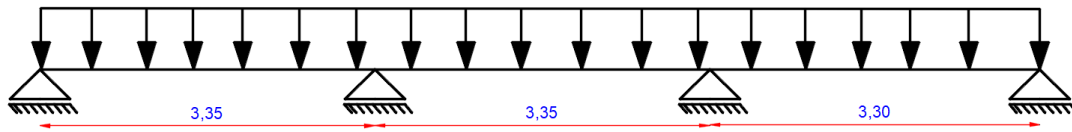


Figure III.2.3 : Poutrelle type 3

- ❖ Etat limite ultime :

$$Q_U = 5.44 \text{ K N/m}^2$$

- Calcul du moment fléchissant isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.44 \times (3.35)^2}{8} = 7.631 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.44 \times (3.35)^2}{8} = 7.631 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.41 \times (3.3)^2}{8} = 7.405 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis:

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 7.631 = -1.5262 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times [\max(M_{0AB}; M_{0BC})] = -0.5 \times [\max(7.631; 7.631)] = -3.8155 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times [\max(M_{0BC}; M_{0CD})] = -0.5 \times [\max(7.631; 7.405)] = -3.8155 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{0CD} = -0.2 \times 7.405 = -1.481 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant en travée:

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{1.5}{5.05+1.5} = 0.229 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0.229 \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Travée de rive AB :

$$M_{ab+} = \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{ 1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha) M_{0AB} \}$$

$$M_{ab+} \geq 1.07 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.07 \times 7.631 - \frac{1.5262 + 3.8155}{2} = 5.4943 \text{ KN.m}^2$$

$$M_l \geq (1.20 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_{0AB}}{2} = 0.634 \times 7.631 = 4.83 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tab} = 5.4943 \text{ K N.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0BC}$$

$$M_{tBC} \geq 1,07M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,07 \times 7,631 - \frac{3,8155 + 3,8155}{2} = 4,3497 \text{ KN.m}$$

$$M \geq (1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,534 \times 7,631 = 4,075 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 4,3497 \text{ KN.m}$

Travée de rive CD :

$$M_{tCD} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,07 \times 7,405 - \frac{3,8155 + 1,481}{2} = 5,2751 \text{ N.m}$$

$$M_{tCD} \geq (1,20 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,634 \times 7,405 = 4,69 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 5,2751 \text{ KN.m}$

❖ **Etat limite de service :**

$$Q_S = 3,93 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,93 \times (3,35)^2}{8} = 5,5130 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,93 \times (3,35)^2}{8} = 5,5130 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,93 \times (3,3)^2}{8} = 5,3497 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_A = -0,2 \times M_{0AB} = -0,2 \times 5,5130 = -1,1026 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times [\max(M_{0AB}; M_{0BC})] = -0,5 \times [\max(5,5130; 5,5130)] = -2,7565 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times [\max(M_{0BC}; M_{0CD})] = -0,5 \times [\max(5,513; 5,3497)] = -2,7565 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,2 \times M_{0CD} = -0,2 \times 5,3497 = -1,0699 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{1,5}{5,01+1,5} = 0,229 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0,229 \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ Travée de rive AB :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{ 1,05 M_{0AB}; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} \}$$

$$M_{tAB} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,07 \times 5,513 - \frac{1,1026 + 2,7565}{2} = 3,9694 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1,20 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0AB}}{2} = 0,634 \times 5,513 = 3,4952 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 3,9694 \text{ KN.m}$

➤ Travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,07 M_{0BC}$$

$$M_{tBC} \geq 1,07 M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,07 \times 5,513 - \frac{2,7565 + 2,7565}{2} = 3,1424 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,534 \times 5,513 = 2,943 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 3,1424 \text{ KN.m}$

➤ Travée de rive CD :

$$M_{tCD} \geq 1,07 M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,07 \times 5,3497 - \frac{2,7565 + 1,0699}{2} = 3,8125 \text{ K N.m}$$

$$M_t \geq (1,20 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,634 \times 5,3497 = 3,3917 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 3,8125 \text{ KN.m}$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

➤ Travée de rive :

$$T_g = \frac{qu \times l}{2}$$

$$T_d = -1,1 \frac{qu \times l}{2}$$

➤ Travée intermédiaire :

$$T_g = 1,1 \frac{qu \times l}{2}$$

$$T_d = -1,1 \frac{qu \times l}{2}$$

ELU :

$$Q_u = 5,44 \text{ KN/m}^2$$

➤ Travée AB :

$$T_A = \frac{qu \times l_1}{2}$$

$$T_A = \frac{5.44 \times 3.35}{2} = 9.112 \text{KN}$$

$$T_B = -1.1 \frac{5.44 \times 3.35}{2} = -10.0232 \text{KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = 1.1 \frac{5.44 \times 3.35}{2} = 10.0232 \text{KN}$$

$$T_C = -1.1 \frac{5.44 \times 3.35}{2} = -10.0232 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = 9.8736 \text{KN}$$

$$T_D = -8.976 \text{KN}$$

ELS:

➤ Travée AB :

$$T_A = 6.58 \text{KN}$$

$$T_B = -7.24 \text{KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = 7.24 \text{KN}$$

$$T_C = -7.24 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = 7.13 \text{KN}$$

$$T_D = -6.48 \text{KN}$$

Tableau III.2.1 : Moments fléchissant en Appuis et en Travée et Efforts tranchants.

Travées	Points	Moment en Appuis [Kg.ml]		Moment en Travée [Kg.ml]		Effort Tranchant [Kg]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
A-B	A	-152.62	-110.26	549.43	396.94	911.2
	B	-381.55	-275.65			-1002.32
B-C	C	-381.55	-275.65	434.97	314.24	1002.32
	D	-148.10	-106.99			-1002.32
C-D	D	-148.10	-106.99	527.51	381.25	987.36

Tableau III.2.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et d'effort tranchant

Type de plancher	Type de poutrelle	Moment en appuis [Kg.m]		Moment en travée [Kg.m]		Effort tranchant [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse inaccessibl e	Type 1	-431	-315	604	441	1133
	Type 2	-421	-307	589	430	1119
	Type 3	-431	-315	612	379	1116
Étage courant	Type 1	-382	-276	557	402	987
	Type 2	-373	-269	535	387	990
	Type 3	-381.55	-275.65	549.43	396.94	1002.32

- **Ferraillages des poutrelles :**

En travée:

ELU :

$$M_{tu \max} = 6.12 \text{ K N. m} = 6120 \text{ N.m}$$

Le moment équilibré par la table:

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_b (d - h_0/2)$$

$$M_t = 60 \times 4 \times 14.17 \times (18 - 4/2) = 54412.8 \text{ N.m}$$

$M_{tu \max} < M_t \rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression donc : la section de calculs sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_{tu \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6120}{60 \times 18^2 \times 14.17} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_L = 0.392 \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = 0.989$$

Détermination des armatures

$$A_{tu} = \frac{M_{tu \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6120}{0.989 \times 18 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \text{Max} (A_t; A_{\min}) = 0.99 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } 3T10 \rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S :

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas.

Flexion simple

Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow$ aucune vérification pour σ_b

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{6120}{4410} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

En appuis :

ELU :

$$M_{au \max} = -4.31 \text{ KN.m} = -4310 \text{ N.m}$$

La table se trouve dans la zone tendue \Rightarrow la section en 'Te' sera

Calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 * h$) [cm²]

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées (a') :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4310}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0.078$$

$$\mu = 0,078 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.078}) = 0.102$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.102 = 0.959$$

Détermination des armatures :

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4310}{0.959 \times 18 \times 348} = 0.717 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \text{Max} (A_a ; A_{\min}) = 0.717 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

On adopte : 1T12+1T10 $\rightarrow A_a = 1.92 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple ;

si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow$ aucune vérification pour σ_b

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{4310}{3150} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales

❖ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots [\text{BAEL91/A.5.1 ,211}]$$

$$T_{u \max} = 11330 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{11330}{18 \times 12 \times 100} = 0.52 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = \min (3.25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.52\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

→ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Calcul des armatures transversales :

Calcul de diamètre :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1\text{cm} \right)$$

$$\phi_t = \min (0.57 ; 1.2 ; 1\text{cm})$$

$$\phi_t = 0.57\text{cm}$$

Choix des armatures :

On prend : $\phi_t = 6\text{mm}$ avec une nuance d'acier **FeE215**

$A_t = 2\phi 6$ de section égale à **0.57 cm²**

- Calcul l'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 / version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale : } \delta t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right)$$

$$\delta t \leq \min (5 ; 12 \text{ cm} ; 30\text{cm})$$

On prend : $\delta t = 5\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } \delta't \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $\delta't = 10 \text{ cm}$

- Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \times A_t}{b_0 \times S't} \geq \text{Max} (\tau_u / 2 ; 0,4\text{MPa})$$

$$\frac{215 \times 0,57}{12 \times 10} \geq \text{Max} (\tau_u / 2 ; 0,4\text{MPa})$$

$$1,02\text{MPa} \geq \text{Max} (0,26\text{MPa} ; 0,4\text{MPa})$$

$$1.02\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa}$$

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,52 - 0,3 \times 2.1)} = 15.75\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,90 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 15.75 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

III.2.4. Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$H/l \geq 1/16$$

$$H/l \geq (1/10) \times (M_t/M_0)$$

$$A/(b_0 \times d) \leq 4.2/Fe$$

Vérification :

$$(20/3.35) = 0.0597 < (1/16) \dots\dots\dots\text{CNV}$$

$$0.0597 < (1/10) \times (6040/7631) = 0.079 \dots\dots\text{CNV}$$

$$2.36 / (12 \times 18) = 0.0109 > 0.0105 \dots\dots\dots\text{CNV}$$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de flèche est nécessaire

G : charge permanente après mise des cloisons

$$G = 5055 \times 0.6 = 3033\text{N/m}$$

J : charge permanente avant mise en place des cloisons

$$J = (5055 - 750) \times 0.6 = 2583 \text{ N/m}$$

P : la somme des charges permanente et charge d'exploitation

$$P = 3033 + 900 = 3933 \text{ N/m}$$

- **Calcul du moment fléchissant :**

$$M_{0J} = \frac{J \times l^2}{8} = 3623.46 \text{ N.m}$$

$$M_{0G} = \frac{G \times l^2}{8} = 4254.73 \text{ N.m}$$

$$M_{0P} = \frac{p \times l^2}{8} = 5517.26 \text{ N.m}$$

$$M_J = 0.80 M_{0J} = 2898.77 \text{ N.m}$$

$$M_G = 0.80 M_{0G} = 3403.78 \text{ N.m}$$

$$M_P = 0.80 M_{0P} = 4413.81 \text{ N.m}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 476.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b + b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{476.4} \left[12 \times \frac{20^2}{2} + (60 + 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right]$$

$$V_1 = 7.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.42 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{(b \times v_1^3) - (b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times v_2^3}{3} + 15 \times A \times (d - v_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 7.58^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7.58 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.42^3}{3} + 15 \times 2.36 (18 - 7.58)^2$$

$$I = 19451.646 \text{ cm}^4$$

- **Contrainted'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times d \times \beta_1}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

- Calcul du moment d'inertie fictif :

$$\sigma_S^G = \frac{3403.78}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 93.62 \text{ Mpa}$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_S^G + f_{t28}} = 0.409$$

$$\sigma_S^J = \frac{2898.77}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 79.73 \text{ Mpa}$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_S^J + f_{t28}} = 0.345$$

$$\sigma_S^p = \frac{4413.81}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 121.40 \text{ Mpa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_S^p + f_{t28}} = 0.506$$

- Calcul des moments d'inertie fictif :

$$I_f = 1.1 \frac{I_0}{(1 + \mu \times \lambda)}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée.

Calcul $\lambda_i; \lambda_v$:

$\lambda_i = (0.05 \times f_{t28}) / ((2 + (3 \times b_0/b)) \times \rho)$: λ_i pour les déformations différées.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \times 0.011} = 3.67$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.011} = 1.468$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.646}{1 + 1.468 \times 0.409} = 13369.564 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451.646}{1 + 3,67 \times 0.409} = 8555.20 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19451.646}{1 + 3,67 \times 0.345} = 9441.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451.646}{1 + 3,67 \times 0.506} = 7489.21 \text{ cm}^4$$

- Calcul du module de déformation longitudinale

$$\text{Module de déformation instantanée : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de déformation différée : } E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- Calcul des flèches partielles

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{3403.78 \times 3.35^2 \times 10^4}{10 \times 10818.86 \times 13369.54} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{3403.78 \times 3.35^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 8555.20} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fj}^i} = \frac{2898.77 \times 3.35^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 9441.92} = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4413.81 \times 3.35^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 7489,21} = 0.21 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,26 - 0,11) + (0,21 - 0,14)$$

$$\Delta_{ft} = 0,22 \text{ cm}$$

La flèche admissible

$$l = 3.35 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,22 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0.67 \text{ cm}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée alors on adopte pour 3T10 $\Rightarrow A=2,36\text{cm}^2$.

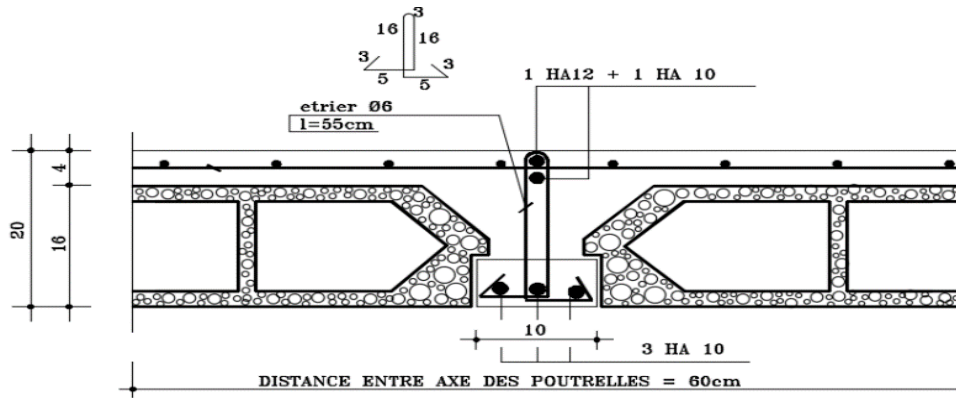


Figure III.2.4 : Dessin de ferrailage de poutrelle

III.3. Plancher à dalle pleine:

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée L_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

- Le diamètre des armatures à utiliser sera égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L) :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

Alors ; on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{10}{2} \rightarrow C_x = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \rightarrow C_y = 25 \text{ mm}$$

- Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5 \text{ cm}$$

III.3.1. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

$$G=6.21\text{kn/m}^2 \quad q=2.5\text{KN/m}^2 \text{ (plancher haut du sous-sol)}$$

- Combinaison fondamentale :

Plancher haut du sous-sol :

ELU:

$$Q_u=1.35G+1.5q$$

$$Q_u=1.35 \times 6.21 + 1.5 \times 2.5$$

$$Q_u=12.133\text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u=12.133 \times 1\text{m}=12.133\text{KN/ml}$$

ELS:

$$Q_s=G + Q$$

$$Q_s=6.21+2.5$$

$$Q_s=8.71\text{KN/m}^2$$

- Mode d'encastrement :
- Calcul de sollicitation :

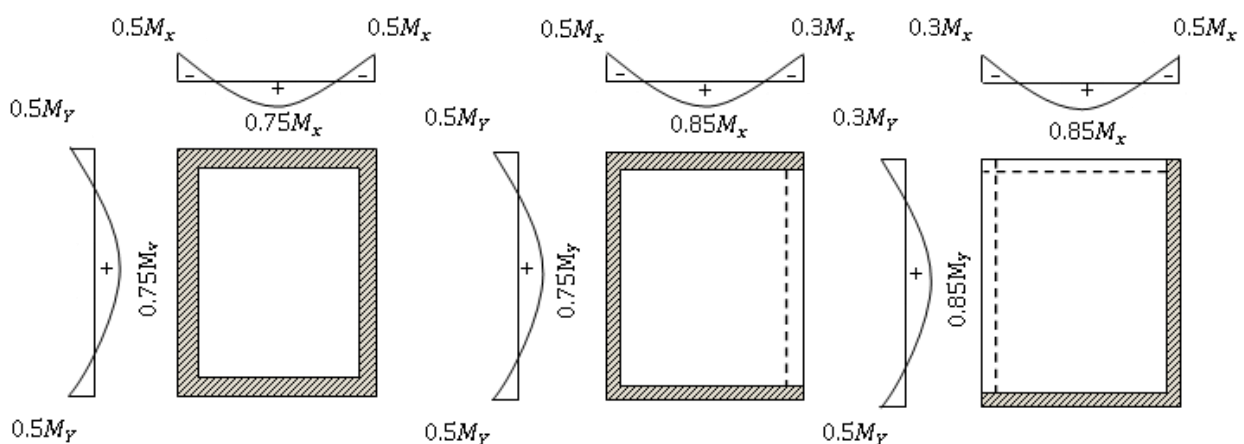


Figure III.3.1 : schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \quad \text{suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \quad \text{suivant la direction } l_y \end{array} \right.$$

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \quad \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \quad \text{suivant la direction } l_y \end{array} \right.$$

❖ Exemple de calcul :

$$L_x = 3.3\text{m}$$

$$L_y = 5,3\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.62$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \quad \text{et} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Détermination de μ_x et μ_y :

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{xu} = 0.0785 \\ \mu_{yu} = 0.3300 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0xu} = 0.0785 \times 12.133 \times 3.3^2 = 10372\text{N.m} \\ M_{0yu} = 0.33 \times 10372 = 3423\text{N.m} \end{array} \right.$$

ELS :

Détermination de μ_x et μ_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{xs} = 0.0837 \\ \mu_{ys} = 0.497 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0XS} = 0.0837 \times 8710 \times 3.3^2 = 7939.1 \text{ N.m} \\ M_{0YS} = 0.497 \times 7939.1 = 3945.73 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

❖ **Sous-Sol :**

ELU :

❖ Sens X-X

- Moment en appuis :

$$M_x^a u = -0.3 M_x^U = -0.5 \times 10372 = -3111.6 \text{ N.m}$$

$$M_x^a u = -0.5 M_x^U = -0.3 \times 10372 = -5186 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_x^t u = 0.85 M_x^U = 0.85 \times 10372 = 8816.2 \text{ N.m}$$

❖ Sens-Y-Y

- Moment en appuis :

$$M_y^a u = -0.3 M_y^U = -0.3 \times 3423 = -1026.9 \text{ N.m}$$

$$M_y^a u = -0.5 M_y^U = -0.5 \times 3423 = -1711.5 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_y^t u = 0.85 M_y^U = 0.85 \times 3423 = 2909.55 \text{ N.m}$$

ELS :

❖ Sens X-X

- Moment en appuis :

$$M_x^a ser = -0.3 M_x^{ser} = -0.3 \times 7939.1 = 2381.73 \text{ N.m}$$

$$M_x^a ser = -0.5 = -0.5 \times 7939.1 = -3969.55 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_x^t ser = 0.85 M_x^{ser} = 0.85 \times 7939.1 = 6748.24 \text{ N.m}$$

❖ Sens-Y-Y

- Moment en appuis :

$$M_y^a ser = -0.3 M_y^{ser} = -0.3 \times 3945.73 = -1183.72 \text{ N.m}$$

$$M_y^{a\text{ser}} = -0.5M_y^{\text{ser}} = -0.5 \times 3945.73 = -1972.85 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_y^t \text{Ser} = 0.85M_y^{\text{ser}} = 0.85 \times 3945.73 = 3353.87 \text{ N.m}$$

❖ **Mode d'encastrement :**

Type (1) : panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel.

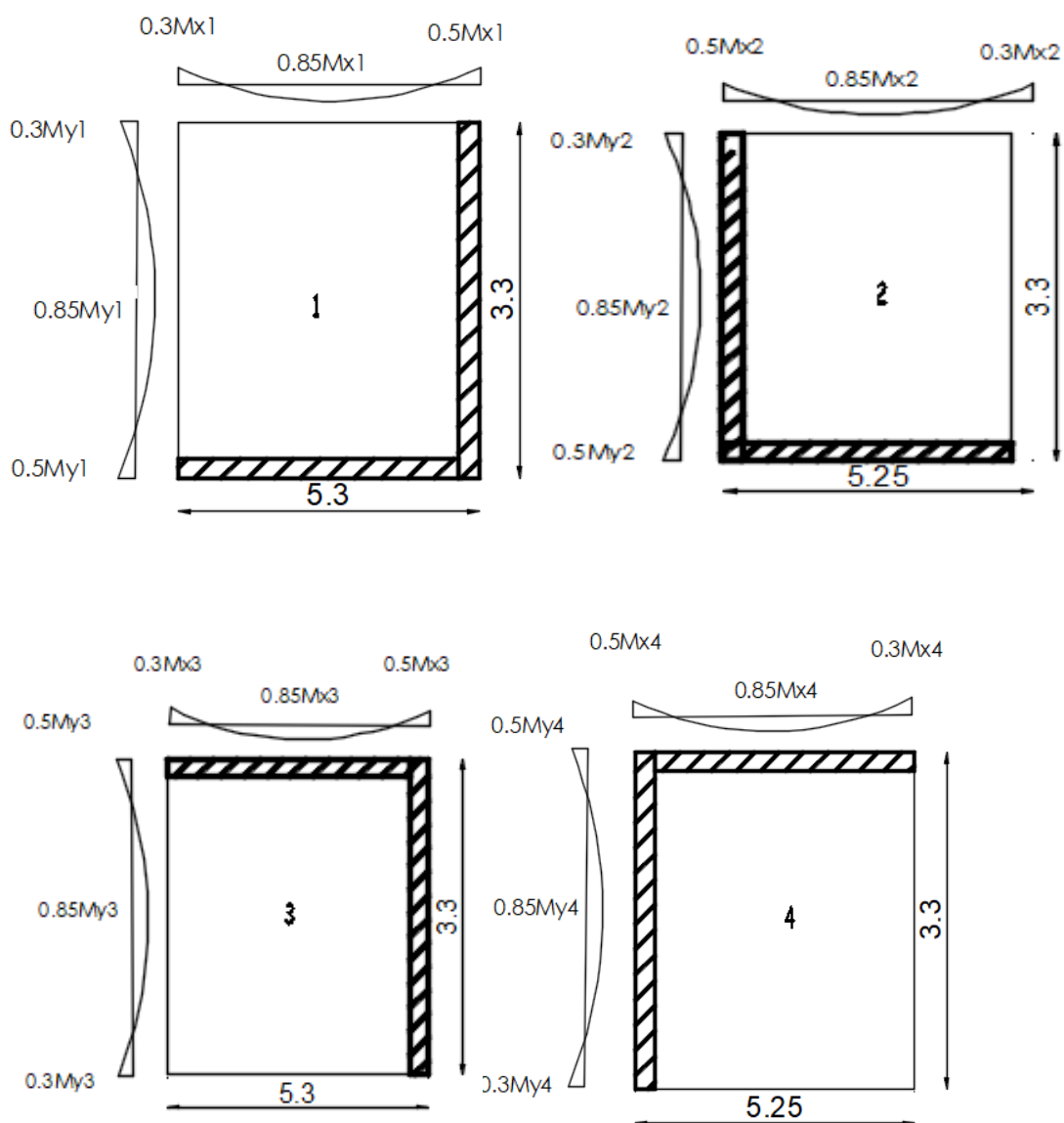


Figure III.3.2 : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel)

Type (2) : panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel

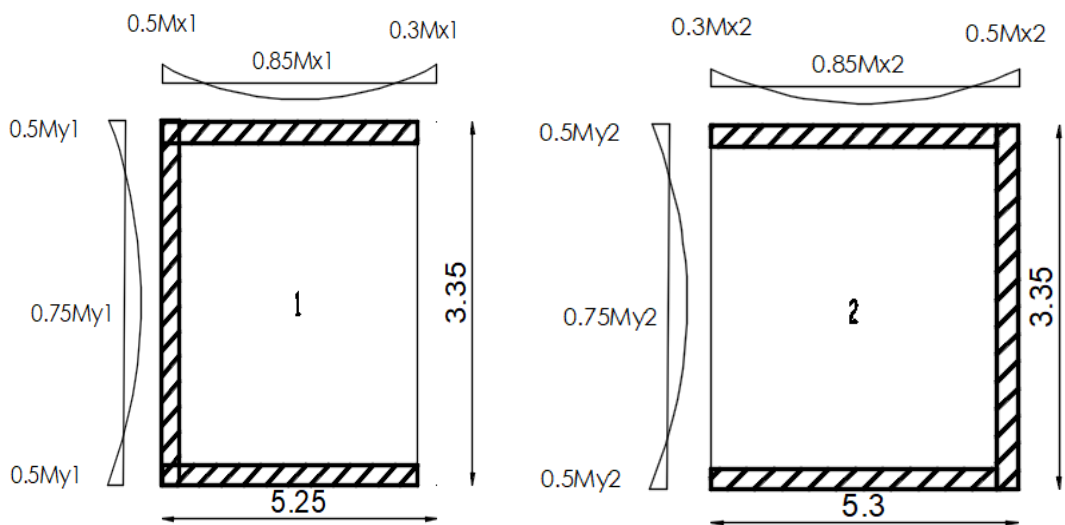


Figure III.3.3 : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel)

Tableau III.3.1 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travée du plancher haut sous-sol.

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport L_x/L_y	ELU ($v = 0$)					ELS ($v = 0,2$)				
		l [m]	M			M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée	
							M_g [daN.m]	M_d [daN.m]	M_t [daN.m]			M_g [daN.m]	M_d [daN.m]	M_t [daN.m]	
1	1	lx	3.3	X	0,62	0.0785	1037.2	311.16	518.6	881.62	0.0837	793.91	238.17	396.95	674.82
		ly	5.3	Y		0.3300	342.3	102.69	171.15	290.95	0.4970	394.57	118.37	197.25	335.39
	2	lx	3.3	X-X	0,63	0.0772	1020	510	306	867	0.0825	783	391	235	665
		ly	5.25	Y		0.3430	350	105	175	297	0.5080	398	119	199	338
1	3	lx	3.3	X	0.62	0.0785	1037.2	311.16	518.6	881.6	0.0837	793.1	238.17	396.95	674.82
		ly	5.3	Y		0.3300	342.3	171.15	102.69	290.95	0.4970	394.57	197.25	118.37	335.39
	4	lx	3.3	X	0,63	0.0772	1020	510	306	867	0.0825	783	391	235	665
		ly	5.25	Y		0.3430	350	175	105	297	0.5080	398	199	119	338
2	1	lx	3.35	X	0.64	0.0759	1034	517	310	878	0.0813	795	397	238	675
		ly	5.25	Y		0.3560	368	184	184	276	0.5190	412	206	206	309
	2	lx	3.35	X	0.63	0.0772	1051	315	526	894	0.0825	806	242	403	685
		ly	5.3	Y		0.3430	361	180	180	270	0.5080	410	205	205	307

Calcul du ferrailage de la dalle pleine de Sous-sol :

- Sens-Y-Y
- En travées

➤ **ELU :**

$$M_y^t U = 2970 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_y^t u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{2970}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0115$$

$$\mu = 0.0115 < \mu_L = 0.392 \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0115}) = 0.0145$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0145 = 0.99$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{tu}^x = \frac{M_y^t u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2970}{0.99 \times 13.5 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^y = \max(A_{tu}^x ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^y = 1.28 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

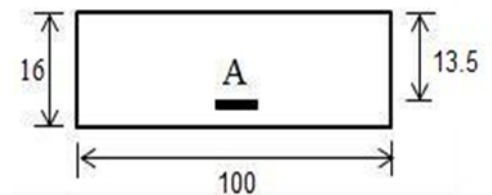
✓ **Choix des armatures**

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_y^t \text{Ser} = 3380 \text{ N.m}$$



Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{xser}^t} = \frac{2970}{3380} = 0.88$$

$$\alpha \leq \frac{0.88-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.19 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

• **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_y^a U = 1840 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_y^a u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1840}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.0088$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0088 = 0.996$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_{au}^Y = \frac{M_y^a u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1840}{0.996 \times 13.5 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^Y = \max(A_{au}^Y ; A_{\min})$$

$$A_{au}^Y = 1.28 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ **Choix des armatures**

4T10 \longrightarrow $A = 3,14 \text{ cm}^2$

T10 \longrightarrow $e = 25 \text{ cm}$

➤ **ELS :**

$M_y^a \text{Ser} = 2060 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas :

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_x^a u}{M_x^a \text{ser}} = \frac{1840}{2060} = 0.89$$

$$\alpha \leq \frac{0.89-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.195 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

Sens X-X

• **En travées**

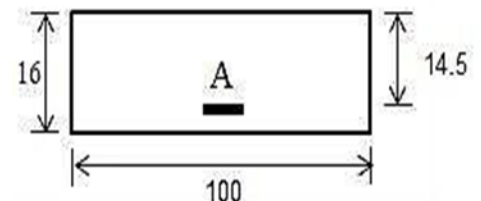
➤ **ELU :**

$M_x^t U = 8940 \text{ N.m}$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_x^t u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8940}{100 \times 14.5^2 \times 14,17} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$



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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,038 = 0,985$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{tu}^x = \frac{M_{xu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8940}{0,985 \cdot 14,5 \cdot 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^x = \max(A_{tu}^x ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^x = 1,80 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$4T10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{xu}^t \text{Ser} = 6850 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{xu}^t \text{ser}} = \frac{8940}{6850} = 1,31$$

$$\alpha \leq \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

- **En appuis :**

- **ELU :**

$$M_x^a U = 5260 \text{ N.m}$$

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_x^a u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5260}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.0177$$

$$\mu = 0.0177 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0177}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.022 = 0.991$$

- ✓ **Détermination des armatures**

$$A_{au}^y = \frac{M_x^a u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5260}{0.991 \times 14.5 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^y = \max(A_{au}^y ; A_{\min})$$

$$A_{au}^y = 1.28 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- ✓ **Choix des armatures**

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

- **ELS :**

$$M_x^a \text{Ser} = 4030 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{xu}^a}{M_{xser}^a} = \frac{5260}{4030} = 1.31$$

$$\alpha \leq \frac{1.31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si les suivantes sont remplies :

- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur [article A.5.2.2 BAEL91]
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées
- ✓ La contrainte tangentielle $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12133}{2} \times 3.35 \times \frac{5.3^4}{3.35^4 + 5.3^4} = 17525.44 \text{ N}$$

$$T_y = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12133}{2} \times 5.3 \times \frac{3.35^4}{3.35^4 + 5.3^4} = 4425.64 \text{ N}$$

$$T^u_{max} = \max(T_x; T_y) = 17525.44 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d_x} = \frac{17525.44}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.121 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.121 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$: donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de la flèche :

Conditions de la flèche : [BAEL91/C.3.5]

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire**

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,16}{3,35} = 0,047 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{6850}{20 \times 8060} = 0,0425 \dots \dots \dots CV$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} = \frac{2,01}{100 \times 14,5} = 0,0013 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots CV$$

- **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

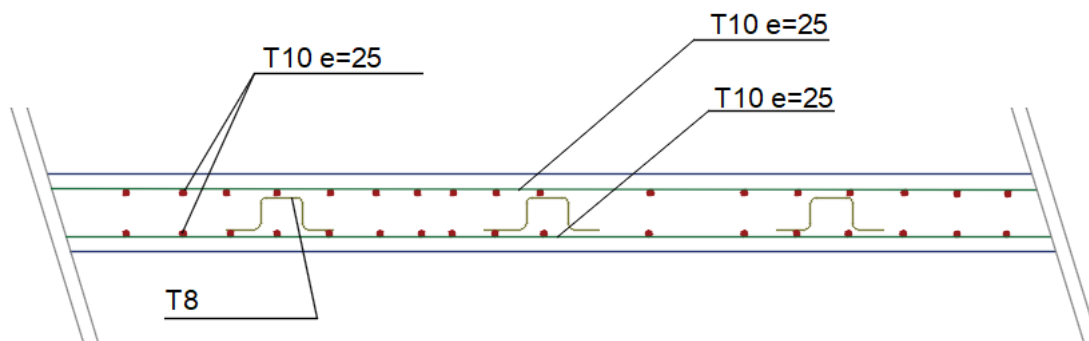


Figure III.3.4 : Coupe transversale au niveau de la dalle pleine.

Chapitre IV: Etude éléments non structuraux

IV.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier
- ❖ Ascenseur

IV.2. Etude d'acrotère :

IV.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

IV.2.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

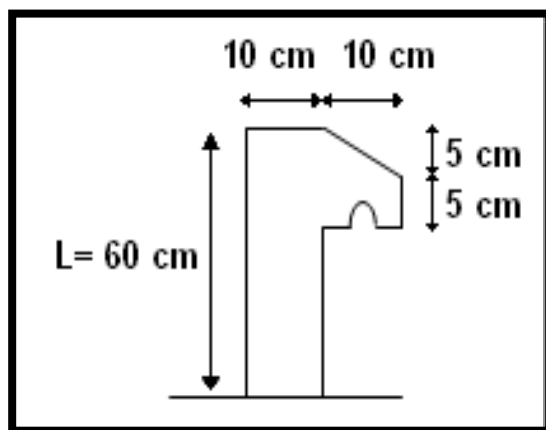


Fig.1: Coupe transversale de l'acrotère

4. 2.3 Evaluation des charges :

➤ **Surface de l'acrotère :**

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

❖ **Le poids de l'acrotère :**

Est donné par mètre linéaire :

$$w_p = S \times \gamma \times 1 = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ kN/m}_L$$

-poids propre de l'acrotère ; $w_p = 1,6875 \text{ kN/m}_L$

Sollicitations :

D'après les règles **RPA99 (Article 6.2.3)**, l'action de force est donnée par la formule

suivante :

$$F_p = 4.A. C_p. w_p$$

Avec : A : coefficient de l'accélération de zone A = 0,15 zone IIa

c_p : facteur de force horizontale. $c_p = 0,8$ console

w_p : poids de l'acrotère $w_p = 1,6875 \text{ KN/ml}$

$$\text{D'où } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,6875 = 0,81 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime ELU:**

$$N_u = 1.35 \text{ NG} = 1,35 \times 1,6875 = 2,278 \text{ kN/m}_L$$

$$M_u = 1.5 \text{ MQ} = 1,5 \times 0,6 \times 0,81 = 0,729 \text{ kN. m/l.}$$

➤ **Etat limite service ELS :**

$$N_{ser} = \text{NG} = 1,6875 = 1,6875 \text{ kN/m}_L$$

$$M_{ser} = \text{MQ} = 0,6 \times 0,81 = 0,486 \text{ kN. m/m}_L.$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1,69 \text{ KN/m}_L.$$

$$p = 1 \text{ KN/m}_L.$$

4. 2. 4 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS

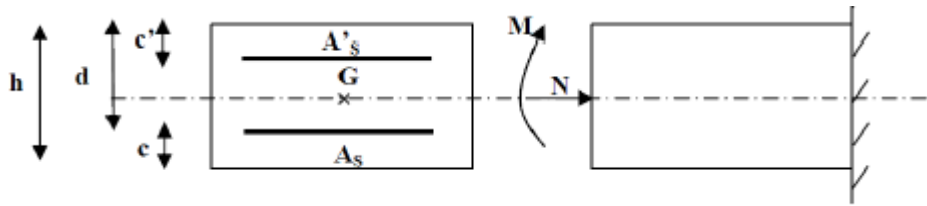


Fig. 2 :

Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} d = h - c = 8 \\ c = 2 \end{cases}$$

✚ ELU : Détermination de l'excentricité : e_u

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,729}{2,278} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_u = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton \Rightarrow la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment M_L par rapport aux armatures tendues.

➤ Calcul en flexion simple :

✚ Moment fictif :

$$M_1 = N_V \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,278 \times \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,7973 \text{ KN.m}$$

✚ Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0,7973 \times 10^{-3}}{1 \times 14,2 \times 0,08^2} = 0,0087$$

$\mu < \mu_L = 0,392$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✚ Armatures fictives :

$$\mu = 0,0087$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0087)}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = 0.996$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{797,3}{0.996 \times 348 \times 8} = 0.288 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{\text{cal}} = A_1 - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.288 - \frac{2.278}{348} = 0.281 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2.1$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max(0.281; 0.96) = 0.96 \text{ cm}^2$

Soit : 4T10/ M_L

Choix des armatures : $A_{\text{cho}} = 3,14 \text{ cm}^2$

✚ Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{\text{cho}}}{4} = \frac{1.01}{4} = 0.252 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8/ M_L

4.2.4. Vérifications à l'ELS :

$$e_s = \frac{M_u}{N_s} = \frac{0,486}{1,6875} = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

➤ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

i. Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre ;

- $y_1 = y_2 + c$;

N est un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$ et

- C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

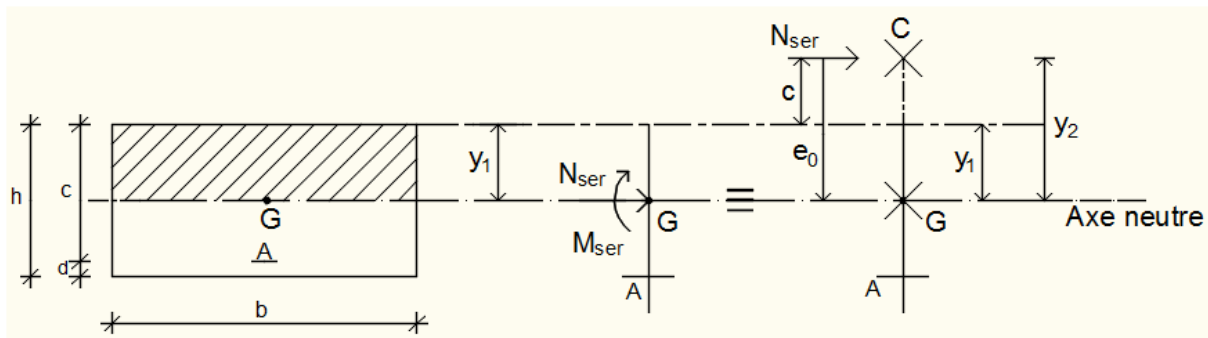


Fig.3.: Position de centre de pression.

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 48 - \frac{10}{2} = -43 \text{ cm}$$

$$p = -3(-43)^2 + \frac{90 \times 2,01}{100}(8 + 43)$$

$$P = -5454,74$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-43)^3 - \frac{90 \times 2,01}{100}(8 + 43)^2$$

$$q = 154308,791$$

y : est la solution de l'équation :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 5454,74 y_2 + 154308,791 = 0$$

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 5454,74 y_2 + 154308,791 = 0$$

Donc la résolution de l'équation est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (154308,791)^2 + \frac{4 \times (-5454,74)^3}{27} = -233443242,6 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 154308,791}{2(-5454,74)} \times \sqrt{\frac{-3}{-5454,74}} = -0.995 \Rightarrow \varphi = 174.35^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5454,74}{3}} = 85.28$$

$$y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 85.28 \times \cos\left(\frac{174.35}{3}\right) = 45.04 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 85.28 \times \cos\left(\frac{174.35}{3} + 120^\circ\right) = -85.15 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 85.28 \times \cos\left(\frac{174.35}{3} + 240^\circ\right) = 40.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = ma(y_{21} ; y_{22} ; y_{23}) = 45.04 \text{ cm}$$

$$-0 < y_1 = y_2 + c = 45.04 - 43 = 2.04 < 10 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \text{D'où : } y_1 = 2.04 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.04)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (8 - 2.04) = 28.39 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1687,5}{100 \times 28.39} = 0,594$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.84 \times 2.04 = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_1) = 15 \times 0.84 \times (8 - 2.04) = 75.10 \text{ MPa}$$

➤ L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28}\right)$$

➤ **Avec :**

$$- FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.11}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion**

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

➤ **Vérification au cisaillement** : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

COUPE b-b

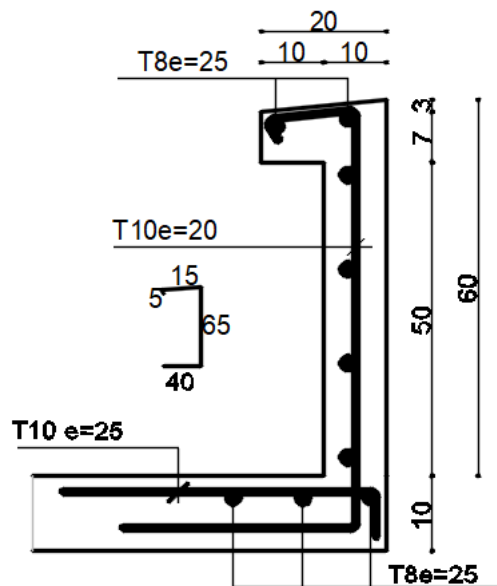


Fig.4: Ferrailage de l'acrotère.

IV.2 Etude des balcons :

Le balcon est un élément qui déborde de la structure ; il est considéré comme console encastré à l'extrémité dans la poutre de rive.

Il s'agit d'une dalle pleine, leur étude est assimilée à une console encastré sur trois cotés sollicités par différentes charge G.Q.P.

Avec :

G : Charge répartie (poids propre du balcon)

P : Charge permanent (charge concentrée du mur)

Q : Surcharge d'exploitation

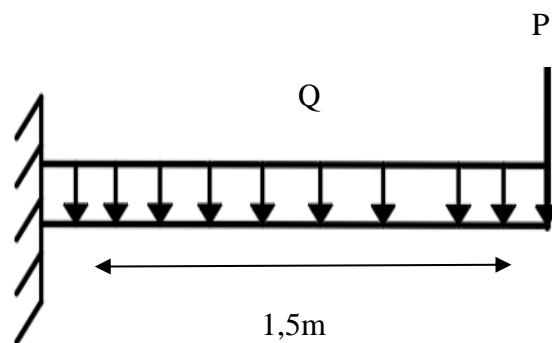


Figure. IV.2.1 : Schéma statique de balcon

- Descente de charge du balcon :

Charge permanente « G » :

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de ciment	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,16	25	4

Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Charge permanente			5,56

Tableau IV.2.1 :charges permanentes de balcon.

- **Charge permanente :** $G = 5.56\text{KN/m}^2$
- **Surcharge d'exploitation :** $Q=1.5\text{KN/m}^2$

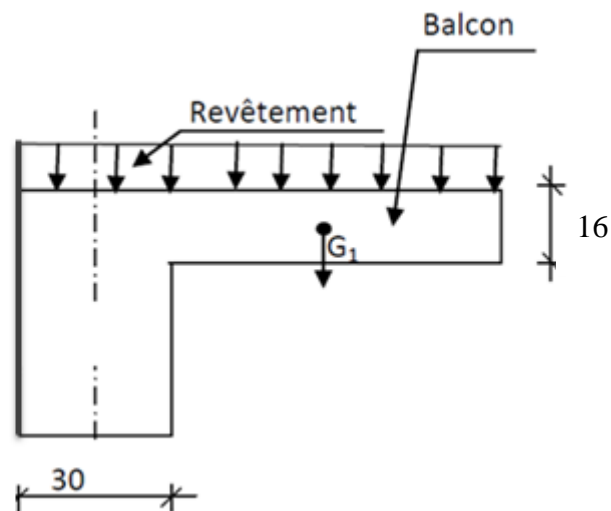


Figure IV.2.2 : Schéma du balcon

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 30\text{cm} \Rightarrow G_m = 9(10+15) + 2(0.2 \times 18) = 297 \text{ dan/m}^2 = 2.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 20 = 2.86\text{m} \Rightarrow P = 2.97 \times 2.86 = 8,494 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaisons fondamentales :**

E.L.U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 9,756 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 P = 11,467 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$Q_{ser} = G + Q = 7,06 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 8,494 \text{ KN/m}$$

Calcul du ferrailage:

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = -\left[\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right] = -\left[\frac{9,756 \times 1,5^2}{2} + 11,467 \times 1,5\right]$$

$$M_u = -28,176 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + p_u = 9,756 \times 1,5 + 11,467$$

$$T_u = 26,101 \text{ KN}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,16 = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28176}{14.17 \times 100 \times 14.4^2} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,949$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{28176}{348 \times 0,949 \times 14,4} = 5,92 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 5,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$6T12 \longrightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T8 \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

- **Etat limite service (ELS) :**

$$M_s = -\left[\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right] = -\left[\frac{7,06 \times 1,5^2}{2} + 8,49 \times 1,5\right]$$

$$M_s = -20,677 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + p_s = 7,06 \times 1,5 + 8,49$$

$$T_s = 19,08 \text{ KN}$$

Conclusion:

$$\checkmark \sigma_b = 3,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_s = 139,10 \text{ MPa} < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} = \frac{22699}{100 \times 144} \text{ [BAEL91r99 / art-A.5.1, 1]}$$

$$T_{\max}^u = 15,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

Conclusion :

$$\text{➤ } \tau_u = 0,164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

➤ Il n'y a pas de risque de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche :**

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

- a) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625$ condition vérifiée
- b) $A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 6,78 \leq \frac{4,2 \times 100 \times 14,4}{400} = 15,12 \rightarrow$ condition vérifiée
- c) $L \leq 8m \Rightarrow 1,20 m < 8m$ condition vérifiée

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

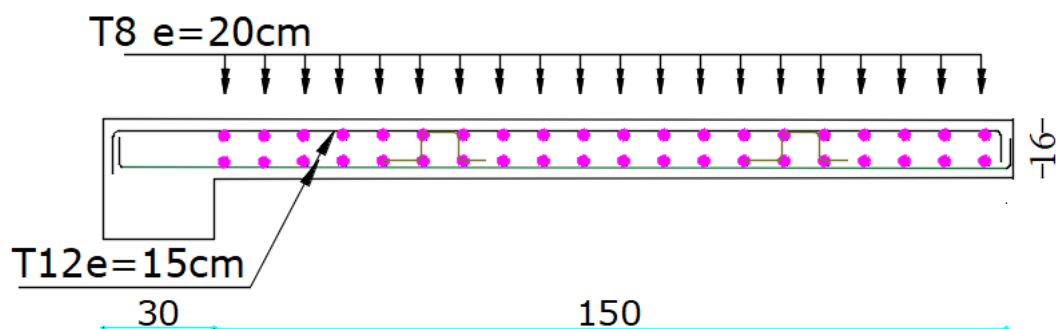


Figure IV.2.3 : ferrailage du balcon

IV.3. Étude d'escalier :

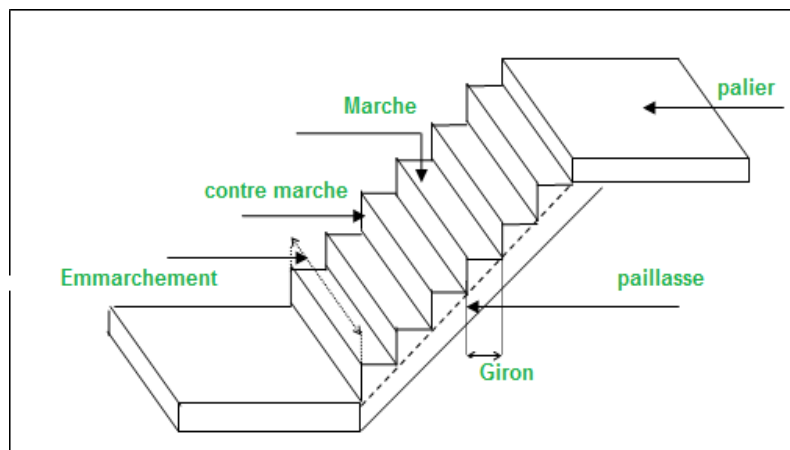
IV.3.1. INTRODUCTION :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent un accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des efforts divers (poids propre des escaliers, surcharges dues aux différents accès des personnes, des équipements, etc.).

Ces différents chargements entraînent divers endommagements (déformation - fissuration voire destruction d'escaliers) sur ces éléments de la structure.

Pour éviter ce risque, une étude détaillée du type de ferrailage utilisé doit être réalisée.

IV.3.2. Définition : L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.



FigureIV.3.1: Schéma d'un escalier.

IV.3.3. Pré dimensionnement des escaliers :

- Notre bâtiment comporte un escalier à deux volées

❖ Etage courant :

a) D'après la formule de « **BLONDEL** », le tracé de l'escalier est correct si :

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

$$g+2h = 64 \text{ (bâtiment à usage d'habitation commercial)}$$

g : giron (largeur d'une marche)

h : hauteur des marches.

$$H = h \times n \Rightarrow h = \frac{H}{n} \text{ et } L = g \times (n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

H : la hauteur d'étage

L : longueur de la foulée

n : nombre de contre marche

$n-1$: nombre des marches

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

$$64 \times n - 2 \times n \times (64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64 \times n - 610n + 306 = 0 \Rightarrow n = 542$$

$n = 9$ on prend: $n = 9$ contremarche

$n-1 = 8$ marches

$h = 17\text{cm}$

$g = 30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$g + 2h = 28 + 2 \cdot 17 = 62\text{cm} < 62\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg} \alpha = 0.56 \quad \alpha = 29.53$$

c) Épaisseur de la paillasse (paillasse porteuse) :

Épaisseur de la paillasse = épaisseur du palier

$$\text{Condition de la résistance: } L = (1,53^2 + 2,40^2) = 2,85\text{m}$$

$$9.5 \leq e_p \leq 14.25$$

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

d) La descente de charge :

- Paillasse :

Charge permanente :

Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage(H)	0,02	22,00	0,44
Mortier de ciment	0,02	20,00	0,40
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0,25
Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 \cos \alpha$	0,15	25,00	4,31
Poids propre des marches $h/2 \times 22$		22,00	1,87
Garde-corps			0,10
Enduit de ciment	0,015	18,00	0,27
		G	8.23

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

- Palier :

Charges permanentes :

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25,00	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Enduit de ciment	0,015	18,00	0,27
		G	5.22

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

b) Les combinaisons d'action escalier :

Pour une bande de 1 m de longueur, on a :

	G(KN/m ²)	q(KN/m ²)	E.L.U(KN/ml) $q_u=(1.35G+1.5q)l.m$	E.L.S(KN/ml) $q_{s.}=(G+q)l.m$
Paillasse	8.23	2.5	14.861	10.73
Palier	5.22	2.5	10.797	7.72

Calcul des réactions :

Détermination des moments et des efforts tranchants.

Le calcul d'escalier se fait pour 1ml :

➤ **E.L.U :**

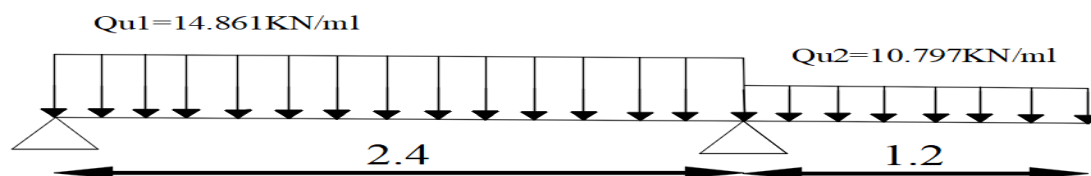


Figure IV.3.2 : Schéma statique de l'escalier

Détermination de moment et d'effort tranchant :

Paillasse porteuse volée :

Etat limite ultime :

Calcul des réactions :

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 14,59 \text{ KN} \quad \text{—}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B = 34,0287 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14,59 + 34,0287 = 14,861 \times 2,4 + 10,797 \times 1,2 = 48,623 \text{ dan}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,4$ (paillasse)

$$T(x) = R_A - q \cdot u \cdot X$$

$$M(x) = R_A \cdot X - q \cdot u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 14,59 - 14,861 \cdot X \quad M(x) = 14,59 \cdot X - 14,861 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$X = 2,4 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} T(2,4) = 21,07 \text{ KN} \\ M(2,4) = -7,77 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$X = 0 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 14,59 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{array} \right.$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M \text{ max} \quad \Rightarrow \quad T(X_m) = 14,59 - 14,861 \cdot X = 0 \quad \Rightarrow \quad X_m = 0,984 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(0,984) = 7,166 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $2,4 \leq x \leq 3,6$ (paillasse)

$$T(x) = -q \cdot u \cdot X$$

$$M(x) = -q \cdot u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -10,797 \cdot X$$

$$M(x) = -10,797 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$X = 1,3 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} T(1,3) = -14,03 \text{ KN} \\ M(1,3) = -9,13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant :

➤ **Etat limite ultime :**

Tu max = 21.07 KN

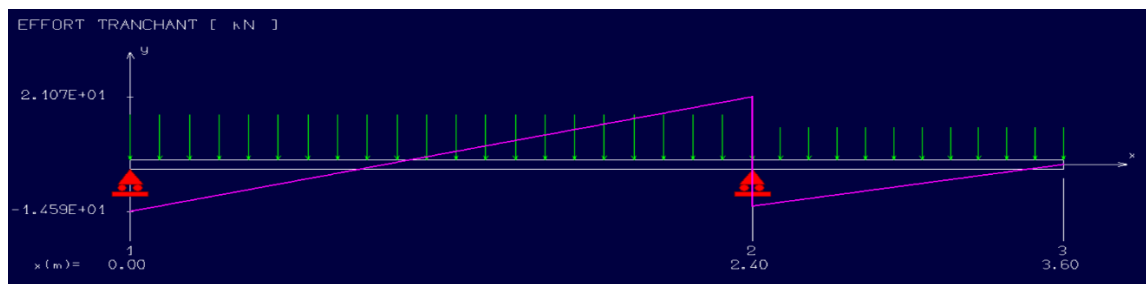


Figure IV.3.3 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

Mtu max = 6,091 KN.m Mau max = -7.774 KN.m

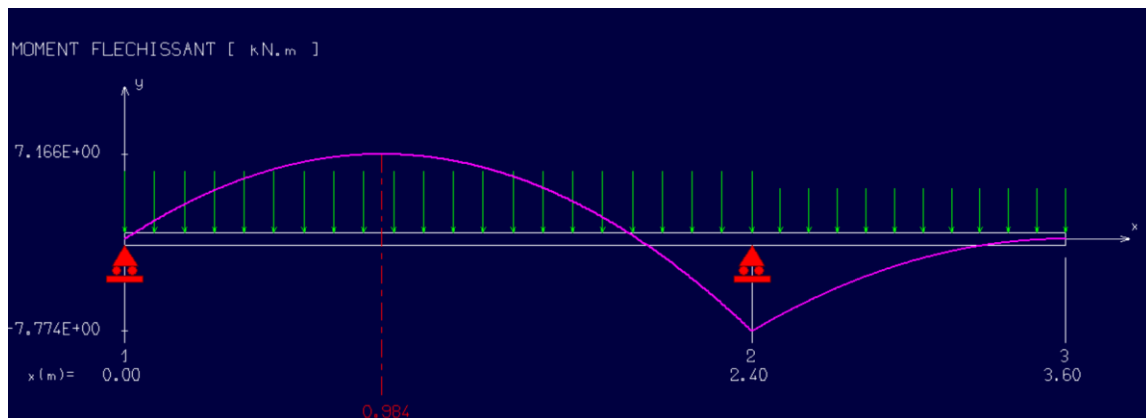


Figure IV.3.4: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Calcul du ferrailage (Étage courant) :

❖ **État limite ultime (ELU)**

En travée :

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,091 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_L = 0,392 \quad (\text{Acier Fe400}) \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0304$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

Déterminer des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,091 \times 10^3}{348 \times 0,988 \times 13,5} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(1,56 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h, 33 \text{ cm}] = \min[45, 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h, 33 \text{ cm}] = \min[45, 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appui :

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,774 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_L = 0,392 \quad (\text{Acier Fe400}) \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

Déterminer des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,774 \times 10^3}{348 \times 0,985 \times 13,5} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(1,68 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,68 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$4T12/\text{ml} \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h, 33 \text{ cm}] = \min[45, 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(DTR cba93 a.7.2.4.2 p97)

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h, 33 \text{ cm}] = \min[45, 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Etat limite ultime (E L S) :

$$M_{ts} \text{ max} = 4,417 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} \text{ max} = -5,558 \text{ KN.m}$$



Figure IV.3.5: diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

$T_s \text{ max} = 15,19 \text{ KN}$

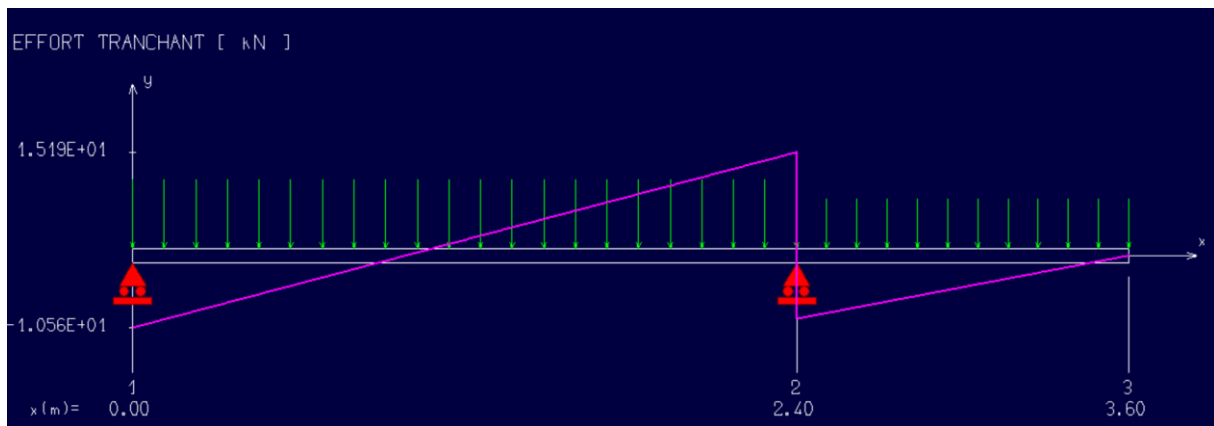


Figure IV.3.6 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

En travée : $M_{TS} = 4,417 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{2f_c c_{28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_c c_{28} = 15 \text{ MPA}$
- Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6091}{4417} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0304 \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_b$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU conviennent à ELS
(Aucune vérification pour σ_s)

A) En appui : $M_{as} = -5,558 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{2f_c c_{28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_c c_{28} = 15 \text{ Mpa}$
- Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = M_u / M_{ser} = \frac{7774}{5558} = 1,40$$

$$\alpha = 0,038 \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \sigma_{b,lim}$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU conviennent à ELS
(Aucune vérification pour σ_s)

Armatures transversales :

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u \leq \tau_{u,lim} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\text{Fissuration peut être nuisible} \Rightarrow \tau_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{21070}{100 \cdot 135,100} = 0,156\text{Mpa} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

$$\tau_u = 0,156\text{Mpa} \leq \tau_{u,lim} = 3,33 \text{ MPA}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.3.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3,5m,

Son schéma statique est le suivant :

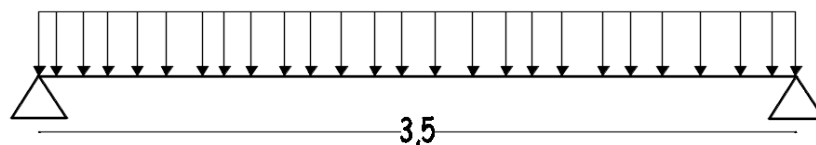


Figure. IV.3.7 : Schéma statique de la poutre palière.

➤ **Pré dimensionnement :**

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

La largeur b doit être comprise entre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Avec : $L = 3,5\text{m}$

$$\frac{350}{15} < h < \frac{350}{10} \implies 23,33 < h \leq 35 \quad (h=30\text{cm})$$

-la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.4(30) < b \leq 0.8(30) \implies 12 < b \leq 24 \quad (b=25\text{cm})$$

La poutre palière est de dimensions $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :**

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

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

$$h / b < 4 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h} = 30\text{cm} = 30\text{cm} \\ \mathbf{b} = 25\text{cm} > 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.2 \leq 4.00 \end{array} \right\} \text{ C V}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$\text{Poids propre } 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.88 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{A E.L.U: RBU} = 34,029 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{A E.L.S: RBS} = 24,46 \text{ kN/ml}$$

$$qu = 34,029 + 1.35 \times 1.88 = 36,57 \text{ kN/ml}$$

$$qs = 24,46 + 1.88 = 26,34 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Détermination du moment maximal, en travée et en appuis**

$$M_{u \text{ max}} = QL^2/8 = 55,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_{\text{max}} = 47,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ua} = 0.4 M_{\text{max}} = 22,40 \text{ kN.m}$$

a) En travée :

➤ **ELU :**

$$M_t = 47590 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{47590}{14,17 \times 25 \times (27)^2} = 0,184$$

$$\mu = 0,184 < \mu_L = 0,392 \quad (\text{Acier Fe400}) \Rightarrow A'n' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,256$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,897$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{47590}{348 \times 0,897 \times 27} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_t = \max(A_{\min}; A_{\text{cai}}) = \max(0,815; 5,65) = 5,65 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T14 \longrightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_t = 34283 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \alpha \leq \left\{ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{2f_{c28}}{100} \right\} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{47590}{34283} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100}\alpha = 0,256 < 0,445$$

• **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \sigma_{b0}$
 - Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU conviennent à ELS
- (Aucune vérification pour σ_s)

b) En appui :

➤ **ELU :**

$$M_a = 22400 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22400}{14,17 \times 25 \times (27)^2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_L = 0,392 \quad (\text{Acier Fe400}) \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,114$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,954$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22400}{348 \times 0,954 \times 27} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_a = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,81; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T14 \longrightarrow A = 3,077 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_a = 16,133 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_s \Rightarrow \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{2f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{22400}{16133} = 1,39$$

$$\alpha = 0,144 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \text{ condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \sigma_b$
 - ✓ Fissuration peu préjudiciable
 - ✓ Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u = Ql\sqrt{2} = 63,997 \text{ KN}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 27 = 24,3 \text{ cm}$$

$$T_u = 63997 \text{ N} \leq 0,267 \times 24,3 \times 25 \times 25 \times 10^2 = 405506,25 \text{ N}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_1 = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(63997 + \frac{55990}{0,9 \times 27} \right) 10^{-2} = 1,91 \dots \text{C.V}$$

Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{63997}{25.27.100} = 0,95 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$$\tau_u = 0,88 \text{ MPA} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,95 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales:**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \min} \right) \leq \min \left(\frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1,4 \right)$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8 \text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 → $4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

$$K = 1$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$st_1 \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{25 (0,95 - 0,3 \cdot 21)} = 47,235 \text{cm}$$

$$st_2 \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{cm}) = \min(0,9 \cdot 27 ; 40 \text{cm}) = 24,3 \text{cm}$$

$$st_3 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 25} = 47,23 \text{cm}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\text{Zone nodale : } \delta t \leq \min (h/4 ; 12\phi ; 30) = \min (30/4 ; 12 \times 1,4 ; 30) = 7,5 \text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{cm}$$

Donc on prend $\delta t = 7,5 \text{ cm}$ dans la zone nodale

Et $\delta t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante

➤ **Vérification de la flèche : (B.7.5 BAEL 91) :**

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{350} = 0,086 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{30}{350} = 0,086 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{34283}{40333} \right) = 0,084 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,15}{350} = 0,009 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow CV$$

➤ **conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

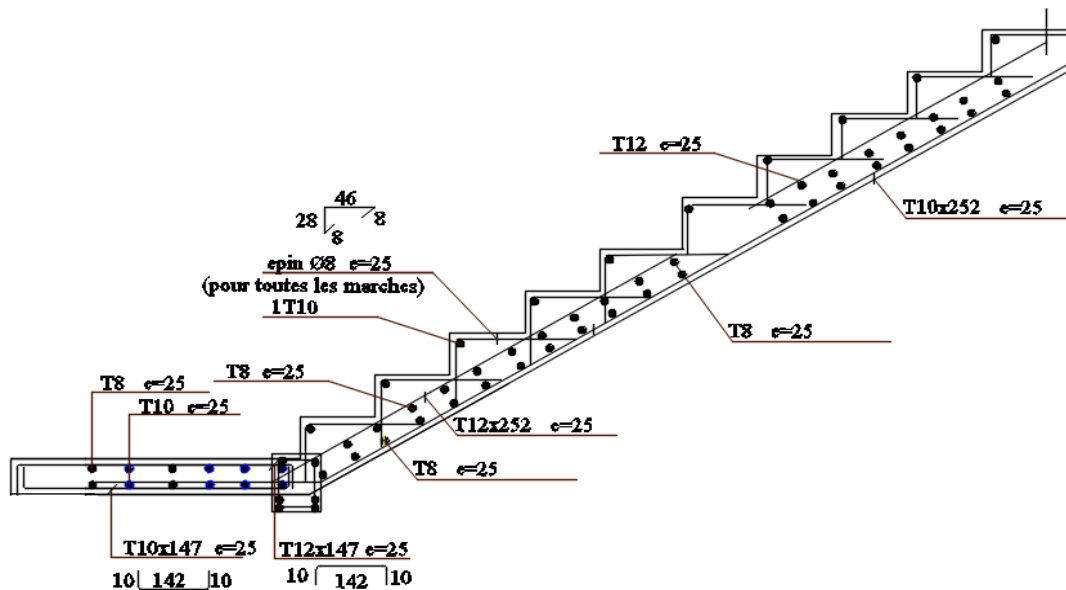


Figure IV.3.8 : Dessin de ferrailage de l'escalier

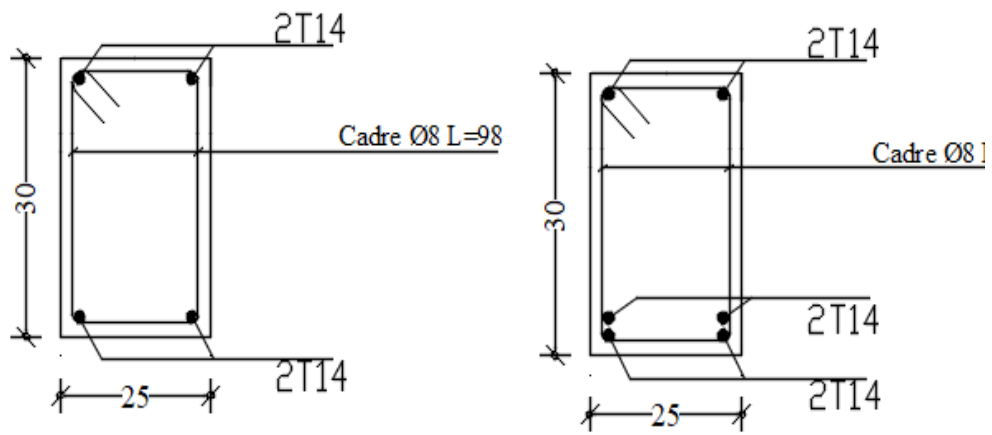


Figure IV.3.9: Dessin de ferraillage de la poutre palière

***Chapitre V: Etude
dynamique et sismique***

V. Etude sismique

V.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels. 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. La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « ETABS » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « RPA99/Version 2003 »

V.2 critères de classification par le RPA99/V2003 :

V.2.1 classification des zones sismiques :

Wilaya d'ORAN (de BIR EL DJIR) groupe de communes C la zone et de : zone IIA.
(RPA99/V2003_Article 3.1)

V.2.2 classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation et commercial, il sera classé en groupe 2.
(RPA99/V2003_Article 3.2)

V.2.3 classification des sites :

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode faisant appel aux règlements et codes par les quelles les forces sismiques équivalentes dont le principe est de remplacer la force dynamique réelle que se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives, les efforts sont considérés équivalentes aux effets de l'action sismique.

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.3.2. méthode dynamique modale spectrale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4. Méthode modale spectrale :

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente : La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times W \quad (4.1)$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

g : Accélération de la pesanteur ; $g=9,81\text{m/s}^2$

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

•Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Périodes caractéristiques T1, T2 :**

Pour un site type S3 : T1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

•Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

D'où : $\eta = 0.88 \geq 0.7$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2] $\eta = 0.88$

•Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

Avec :

h_N :: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N := 37.88\text{m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$d_x = 23.41\text{ m}$

$d_y = 10.55\text{ m}$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 37.88^{3/4} = \mathbf{0.76\text{ s}}$ Dans les deux directions.

$T_2 = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$

→ Sens X-X :

$h_N = 37.88\text{m}$

$d_x = 23.41\text{m}$

$T_x = 0,09 \times 37.88 / \sqrt{23.41} \Rightarrow T_x = \mathbf{0,70\text{s}}$

Donc:

On a: $T_2 (S3) = 0,50\text{s}$

$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2$ Donc $D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \eta = \mathbf{0.88}$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.70}\right)^{2/3} = \mathbf{1.76\text{s}}$$

$D_x = 1.76\text{s}$

Sens-Y-Y :

$h_N = 37.88\text{m}$

$d_y = 10.55\text{ m}$

$T_y = 0,09 \times 37.88 / \sqrt{10.55} \Rightarrow T_y = \mathbf{1.05\text{s}}$

Donc:

On a: $T_2 (S3) = 0,5\text{s}$

$T_2 = 0,5\text{s} \leq T_x = 1.05\text{s} < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$ Avec $\eta = 0,88$

$$D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{1.05} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.35s$$

DY= 1.35s

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

Dans les deux directions.

$$T_x = \min(0.76 ; 0.70) = 0.70 s$$

$$T_y = \min(0.76; 1.05) = 0.76 s$$

V.4.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

V.4.1.1. Coefficient d'accélération de zone A :

Zone IIA, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN (de BIR EL DJIR). RPA 99 version 2003, alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$\mathbf{A = 0.15}$$

V.4.1.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P. A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P. A99/2003

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

V.4.1.3. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P q$ [Formule 4.4] P q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Tableau V.1 : pénalités du facteur de qualité

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.15

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

V.5. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. $Q_i W$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 43484.09\text{KN}$$

V.6. Modélisation de la structure :

V.6.1. Position des voiles :

Figure V.1 : disposition des voiles.

Figure V.2 : vue de la structure modalisée.

V.7. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.15}{3.5} \times 43484.09 = \mathbf{3771.93 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.15}{3.5} \times 43484.09 = \mathbf{2893.25 \text{ KN}}$$

V.8. Résultats de calcul :

Tableau V.2 :taux de participation modale.

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,95	0,00	64,83	0,00	64,83
2	0,90	61,10	64,84	61,10	0,00
3	0,86	61,49	64,91	0,39	0,07
4	0,27	61,49	78,10	0,00	13,20
5	0,24	61,50	78,11	0,01	0,01
6	0,21	77,32	78,11	15,82	0,00
7	0,13	77,32	81,36	0,00	3,25
8	0,12	77,71	81,36	0,38	0,00
9	0,11	77,71	83,96	0,00	2,59
10	0,11	77,73	83,96	0,02	0,00
11	0,09	82,99	83,96	5,26	0,00
12	0,08	82,99	83,96	0,00	0,00
13	0,07	82,99	87,12	0,00	3,16
14	0,06	82,99	87,12	0,00	0,00
15	0,05	85,43	87,12	2,44	0,00
17	0,04	85,43	89,23	0,00	2,11
18	0,04	85,43	89,24	0,00	0,01
19	0,04	85,43	89,28	0,00	0,04
20	0,04	85,43	89,28	0,00	0,00

Vérifications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]

Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur (T_e) estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn} = 0,95s$$

$$T_e = 0,76s$$

On a :

$$\text{Sens X-X : } 1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,70 = 0,91 \text{ s} > T_{dyn} = 0,90 \text{ s (condition vérifiée).}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } 1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,76 = 0,99 \text{ s} > T_{dyn} = 0,95s \text{ (condition vérifiée).}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que :

- Le premier et le troisième mode sont des translations suivant les axes (xx) et (yy), successivement.
- Le deuxième mode est un mode de torsion.

Figure V.3: 1er mode translation suivant l'axe (y y)

Figure V.4 : 2ème mode torsion.

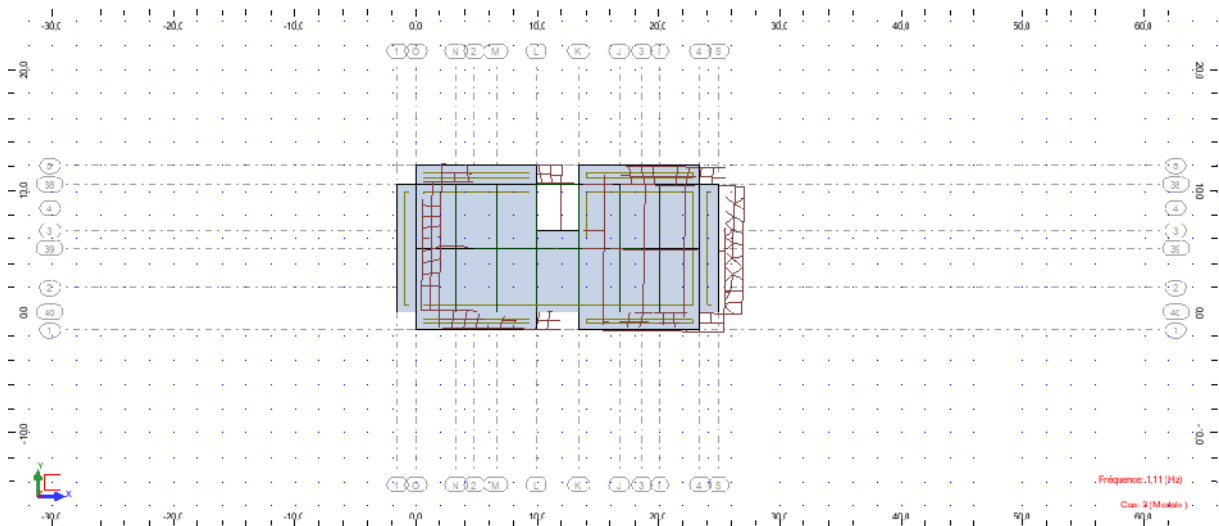


Figure V.5 : le 3ème mode translation (x x).

V.8.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003 :

Direction xx : 18 émet mode : Masse cumulée = 85.43 %

Direction yy : 19 émet mode : Masse cumulée = 89.28 %

Masse cumulée < 90%

Condition non vérifié.

D'après le RPA99/version2003(article 4.3.4).

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

$$K > 3\sqrt{N}$$

N : et le nombre de niveaux

$$K > 3\sqrt{N} = k > 3\sqrt{11}$$

$$K=10\text{Modes}$$

V.8.1.1. Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = N_d / B_c \cdot F_{c28} \leq 0,3 \text{ [RPA99/V2003 – Formule 7. 2]}$$

Où

V : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

B_c : section du poteau en [mm²]

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

Remarque :

L'effort normal est donné par le logiciel **Robot** :

$$N_d = 2211.62515 \text{ KN} = 2211625.15 \text{ N}$$

$$B_c = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$V = 2211625.15 / 25 \times 360000 = 0,25 \leq 0,3 \text{ (condition vérifiée).}$$

V.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

A. Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- **Remarque :**

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Robot**

(Tableau VI.1)

a) Calcul de l'excentricité :

Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

Excentricité accidentelle :

Le centre de torsion peut être optimisé par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)
..... [RPA99 version 2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$$L_{\max} = 23.41$$

$$e_{\text{acc}} = 5\% \times L_{\max} = 0.05 \times 23.41 = 1.17 \text{ m}$$

Donc :

Sens X : $e_{x\text{ cal}} = \max (e_{\text{acc}}, e_{x\text{ the}})$ et

Sens-Y: $e_{y\text{ cal}} = \max (e_{\text{acc}}, e_{y\text{ the}})$.

Tableau V.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon x et y de chaque étage.

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m ²]	Iy [Kg.m ²]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Sous-sol 1	558471,30	11,70 5,23	11,70 5,27	8813232,78	33989354,66	0,00	0,00	0,05	0,05
RDC	424774,54	11,70 5,22	11,70 5,25	7983829,56	30771428,93	0,00	0,05	0,05	0,05
1^{er}	384411,54	11,705,21	11,70 5,25	6974766,44	27085473,52	0,00	0,04	0,05	0,05
2^{ème}	374767,28	11,70 5,21	11,70 5,25	6769077,71	26488451,21	0,00	0,04	0,05	0,05
3^{ème}	374767,28	11,70 5,21	11,70 5,25	6769076,15	26488450,71	0,00	0,04	0,05	0,05
4^{ème}	374767,28	11,70 5,21	11,70 5,25	6769076,15	26488450,71	0,00	0,04	0,05	0,05
5^{ème}	366041,52	11,70 5,21	11,70 5,25	6582480,62	25947793,76	0,00	0,04	0,05	0,05
6^{ème}	366041,52	11,70 5,21	11,70 5,25	6582480,83	25947793,83	0,00	0,04	0,05	0,05
7^{ème}	358234,26	11,70 5,21	11,70 5,25	6415099,17	25463621,68	0,00	0,04	0,05	0,05
8^{ème}	358234,26	11,70 5,21	11,70 5,25	6415099,39	25463621,74	0,00	0,04	0,05	0,05
9^{ème}	391293,27	11,70 5,20	11,70 5,25	6851833,85	27020688,52	0,00	0,04	0,05	0,05

V.10. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003

par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{Statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOTD'ESSAI » est :

Tableau V.4 : les forces sismiques des deux directions

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	3771.93	3017.54	3024.90	C.V
Y	2893.25	2314.60	2717.63	C.V

V.11. Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement ($R = 3,5$).

Tableau V.5 : vérification des déplacements inter étage selon x et y.

sous-sols	0,001	0
RDC	0,08	0
1ère étage	0,1	-0,001
2ème étage	0,124	-0,001
3ème étage	0,181	-0,001
4ème étage	0,166	-0,001
5ème étage	0,174	-0,001
6ème étage	0,176	0
7ème étage	0,176	0
8ème étage	0,173	0
9ème étage	0,12	0,002
10ème étage	9,814	-0,001

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003,

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.06\text{cm}$, donc **la condition est vérifiée**

V.12. Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Tableaux V.6 : vérification de l'effet $P - \Delta$ sens x-x et sens y-y.

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification	Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-42643,33	0,001	3012,38	3	4,7187E-05	OK	Etage 1	-42643,33	0,091	2499,92	3012,38	0,00517422	OK
Etage 2	-36846,17	0,08	3003,11	4,08	0,00240575	OK	Etage 2	-36846,17	0,682	2479,31	3003,11	0,02484195	OK
Etage 3	-32709,88	0,1	2908,18	3,06	0,00367567	OK	Etage 3	-32709,88	0,823	2398,37	2908,18	0,036681	OK
Etage 4	-28971,61	0,124	2767,86	3,06	0,00424159	OK	Etage 4	-28971,61	0,983	2288,02	2767,86	0,04067662	OK
Etage 5	-25296,4	0,181	2595,3	3,06	0,00576538	OK	Etage 5	-25296,4	1,065	2141,13	2595,3	0,04111913	OK
Etage 6	-21621,19	0,166	2387,38	3,06	0,00491298	OK	Etage 6	-21621,19	1,085	1964,58	2387,38	0,03902278	OK
Etage 7	-17974,5	0,174	2152,48	3,06	0,00474838	OK	Etage 7	-17974,5	1,066	1762,59	2152,48	0,03552559	OK
Etage 8	-14384,86	0,176	1888,37	3,06	0,00438137	OK	Etage 8	-14384,86	1,01	1534,84	1888,37	0,03093446	OK
Etage 9	-10820,74	0,176	1579,95	3,06	0,00393917	OK	Etage 9	-10820,74	0,938	1270,59	1579,95	0,02610556	OK
Etage 10	-7307,66	0,173	1212,81	3,06	0,00340651	OK	Etage 10	-7307,66	0,854	957,78	1212,81	0,0212936	OK
Etage 11	-3793,65	0,12	728,1	3,06	0,00204327	OK	Etage 11	-3793,65	0,784	576,24	728,1	0,01686741	OK
Etage 12	-137,25	0,814	40,47	3,06	0,00902157	OK	Etage 12	-137,25	0,49	42,02	40,47	0,00523035	OK

Tableaux V.7 : vérification du renversement.

Etage	Direction x-x								Direction y-y							
	(KN)	(KN)	h(m)	W(KN)	(m)	Mr(KN)	Ms(KN)	vérification	(KN)	(KN)	h(m)	W(KN)	(m)	Mr(KN)	Ms(KN)	vérification
1	3012.38	9.27	3	43484.09	13.46	27.81	585295.86	Condition vérifié	2499.92	20.61	3	43484.09	7.02	61.83	305258.32	Condition vérifié
2	3003.11	94.93	7.08	43484.09	13.46	672.10	585295.86	Condition vérifié	2479.31	80.94	7.08	43484.09	7.02	573.06	305258.32	Condition vérifié
3	2908.18	140.32	10.14	43484.09	13.46	1422.84	585295.86	Condition vérifié	2398.37	110.35	10.14	43484.09	7.02	1118.95	305258.32	Condition vérifié
4	2767.86	172.56	13.20	43484.09	13.46	2277.79	585295.86	Condition vérifié	2288.02	146.89	13.20	43484.09	7.02	1938.95	305258.32	Condition vérifié
5	2595.3	207.92	16.26	43484.09	13.46	3380.78	585295.86	Condition vérifié	2141.13	176.55	16.26	43484.09	7.02	2870.70	305258.32	Condition vérifié
6	2387.38	234.9	19.32	43484.09	13.46	4538.27	585295.86	Condition vérifié	1964.58	201.99	19.32	43484.09	7.02	3902.45	305258.32	Condition vérifié
7	2152.48	264.11	22.38	43484.09	13.46	5910.78	585295.86	Condition vérifié	1762.59	227.75	22.38	43484.09	7.02	5097.05	305258.32	Condition vérifié
8	1888.37	308.42	25.44	43484.09	13.46	7846.20	585295.86	Condition vérifié	1534.84	264.25	25.44	43484.09	7.02	6722.52	305258.32	Condition vérifié
9	1579.95	367.14	28.50	43484.09	13.46	10463.49	585295.86	Condition vérifié	1270.59	312.81	28.50	43484.09	7.02	8915.09	305258.32	Condition vérifié
10	1212.81	484.71	30.56	43484.09	13.46	14812.74	585295.86	Condition vérifié	957.78	381.54	30.56	43484.09	7.02	11659.86	305258.32	Condition vérifié
11	728.1	687.63	33.36	43484.09	13.46	23118.12	585295.86	Condition vérifié	576.24	534.22	33.36	43484.09	7.02	17960.48	305258.32	Condition vérifié
12	40.47	40.47	36.68	43484.09	13.46	1484.44	585295.86	Condition vérifié	42.02	42.02	36.68	43484.09	7.02	1541.29	305258.32	Condition vérifié

Conclusion : d'après l'étude sismique et les résultats obtenus, la stabilité de la structure est assurée.

Chapitre VI: Etude des portiques

VI. Etude des portiques :

VI.1.Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutre).

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2. Définition :

VI.2.1.Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui qui transfèrent les charges de la superstructure à la fondation, sollicitées en flexion composée.

VI.2.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.2.3.Nœud :

Point d'assemblage de poteaux et poutres, il est considéré comme sensible, parce qu'il est le point de transmission des charges.

Situation durable et transitoire (SDT)

-Béton :

$$\gamma_b=1,5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPA} ;$$

-Acier :

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

VI.3. Ferrailage des portiques :

VI.3.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes.

P : Charges d'exploitations.

E : Efforts sismiques.

❖ **Les combinaisons prises en compte sont :**

- BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires.

$$1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{E.L.U}$$

$$G + Q \rightarrow \text{E.L.S}$$

- RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

VI.3.1. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003

On distingue deux types des poutres :

Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VI.3.2. Ferrailage réglementaire :

➤ **Recommandation du RPA99/V2003 :**

a) Armatures longitudinales :

- Armatures minimale : 0.5% de la section totale.
- Armatures maximales (4% B en zone courante et 6% B en zone de recouvrement)

Avec : B : Section de la poutre

- Longueur de recouvrement est de 40Φ en zone I (RPA /V2003).

b) Armatures transversals:

- $A_{t\min} = 0,003 \times S \times b$ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

- Zone nodale : $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2\Phi\right)$
- Zone courante: $S = \frac{h}{2}$

➤ **Règlement BAEL.91**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues (BAEL91)}$$

❖ **Armatures longitudinales :**

➤ **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

➤ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

$h=45\text{cm}; b=30\text{cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40.5\text{cm}$

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$

$h=35\text{cm}; b=30\text{cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$

VI.3.3. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "Robot", on obtient les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1. : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Moments		ELU		ELS		Situation accidentelle		Efforts Tranchants
		Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	T [KN]
Poutres principales	Terrasse	56,27	-98,92	41,14	-72,40	59,65	-119,30	106,92
	Étage courant	45,22	-91,69	32,76	-66,55	95,37	-190,73	97,89
	RDC	55,42	-104,06	39,68	-74,50	53,89	-107,79	-175,66
Poutres secondes	Terrasse	31,84	-63,68	22,99	-45,97	57,83	-115,66	-63,28
	Étage courant	37,25	-74,49	27,01	-54,10	74,45	-148,86	84,08
	RDC	17,32	-35,68	12,63	-25,54	23,15	-39,35	67,25

❖ **Exemple de calcul** : Poutres principales(30×45)cm² RDC.

a. En travée :

❖ **Situations durables et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 55,42 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55420}{14,17 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) Donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,959$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55420}{348,0 \cdot 959,40 \cdot 5} = 4,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_t^s = 39,68 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{55420}{39680} = 1,39$$

$$\alpha = 0,104 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s)
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues.

❖ **Situation Accidentelle :**

$$M_t^{AC} = 53,89 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{AC}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{53890}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_t^{AC} = \frac{M_t^{AC}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{53890}{400 \times 0,969 \times 40,5} = 3,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min}}) = 6,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$6T14A=9,23\text{cm}^2$$

b. En appuis :

➤ ELU :

$$M_a^u=104,06\text{KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{104060}{14,17 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,149$$

$$\mu = 0,149 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) Donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,203$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,919$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{104060}{348 \cdot 0,919 \cdot 40,5} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_a^s = 74,50\text{KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{104060}{74500} = 1,39$$

$$\alpha = 0,203 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues.

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{\text{acc}} = -107,79 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{107790}{18,48 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400) Donc A' n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,937$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{107790}{400 \cdot 0,937 \cdot 40,5} = 7,101 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min}}) = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$3T16 + 3T14A = 10,64 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\text{max}}^u = -175,66 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_c$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 40,5 = 36,45 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 175660 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9.d} \right)$$

$$A_l = 8,04 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(175660 - \frac{104060}{0.9.40.5} \right) \cdot 10^{-2} = 4,97 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.}$$

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow \tau_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{175660}{30.40.5.100} = 0,88 \text{ Mpa [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

$$\tau_u = 1,44 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \min} \right)$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b0 : largeur de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 14 \right) = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235 Choix : $2\phi_8 A_t = 1,01 \text{ cm}$

- ❖ **L'espacement des armatures transversales :**

- **Selon (B.A.E.L.91) :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$st_1 \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30(1,44 - 0,3 \cdot 2,1)} = 7,81 \text{ cm}$$

$$st_2 \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 40,5; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$st_3 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{1,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 19,78 \text{ cm}$$

- Selon (R.P.A.99version2003) :

Zone nodale :

$$st_4 \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1,2\right) \rightarrow st_4 = 12 \text{ cm}$$

Zone courante

$$st_5 \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \rightarrow st_5 = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$st = 20 \text{ cm}$ En zone courante

$st = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

- Vérification des armatures transversales:

-Zone nodale :

$$A_{t, \min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t, \min} = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} \quad L_r = 64 \text{ cm}$$

❖ **Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

VI.3.2. : Étude des poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{cm}^2$

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

	Type des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{choisi} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
			BAEL	RPA				
RDC	Poutres principales	Travées	1,47	6,75	4,1	6T14	9,23	60
		Appuis			8,04	3T14+3T16	10,64	65
	Poutres secondaires	Travées	0,98	4,5	1,90	6T14	6,782	60
		Appui			4,05	3T14	4,61	60
Étage courant	Poutres principales	Travées	1,47	6,75	3,32	6T14	9,23	60
		Appuis			7	6T14	9,23	60
	Poutres secondaires	Travées	0,98	4,5	4,24	5T14	7,69	60
		Appui			9,22	3T12+6T14	12,623	60
Terrasse	Poutres principales	Travées	1,47	6,75	4,17	6T14	9,23	60
		Appuis			7,61	3T14+3T16	10,64	65
	Poutres secondaires	Travées	0,98	4,5	3,59	5T14	7,69	60
		Appui			7,67	3T12+3T14	8,007	60

➤ **Ferraillage des poutres :**

RDC :

• **En appui**

En Travée

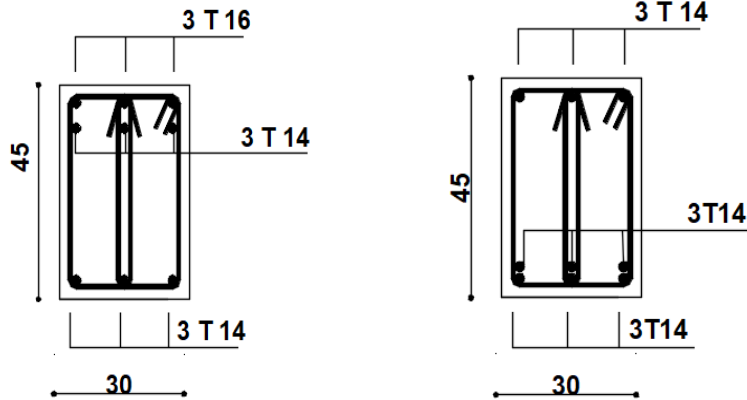


Figure VI.1: Ferraillage des poutres principale.

VI.4. : Ferraillage des poteaux :

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux. Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{33\text{corr}}; M_{22\text{corr}})$

- 2^{ème} cas : $M_{33\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}; M_{22\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$

- 3^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{33\text{corr}}; M_{22\text{corr}})$

On a 6 types des poteaux; à savoir :

Type 1 $\Rightarrow (60 \times 60) \text{ cm}^2$

Type 2 $\Rightarrow (55 \times 55) \text{ cm}^2$

Type 3 $\Rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Type 4 $\Rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

Type 5 $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

• **Armatures longitudinales :**

Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures minimales : 0,8% de la section totale en zone II_a .

Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau totale

* Longueur de recouvrement est de $40 \cdot \phi$ en zone II_a (RPA99/V2003).

* Le recouvrement se fait, si c'est possible, à l'extérieur de la zone nodale qui est définie par le

(RPA99/V2003) .

* La distance entre les barres verticales doit être $< 25 \text{ cm}$

en zone II_a .

* Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).

* Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales :

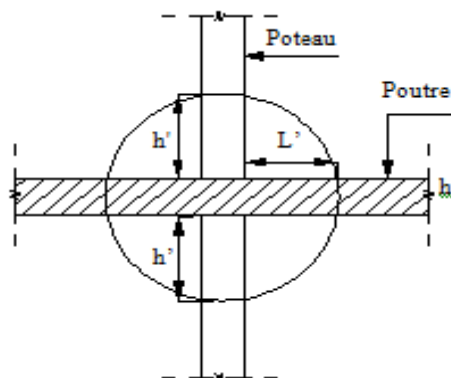


Figure VI.2: La zone nodale

Dans la zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit .

Si $\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3].

Le diamètre des armatures transversales doit être : $\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{1\max}$.

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{1\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}).$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\phi_{1\min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

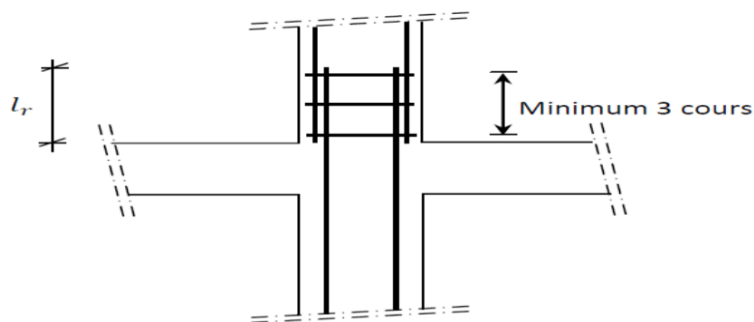


Figure VI.3: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

	Cas des charges	Section	Pt(60*60) Cm ²	Pt(55*55) Cm ²	Pt(50*50) Cm ²	Pt(45*45) Cm ²	Pt(40*40) Cm ²
E.L.U	Cas1	Nmax (KN)	2281,30	1979,34	1564,65	987,82	618,18
		Mycor(KN.m)	29,42	-13,26	0,77	2,28	2,29
		Mzcor(KN.m)	10,35	6,92	-8,74	-10,08	-9,75
A.C.C	Cas2	My max	-91,29	129,13	103,89	-110,09	-128,38
		Ncor	1539,38	2847,33	279,56	186,56	73,26
	Cas3	Ncor	-1074,03	480,97	212,62	179,15	89,73
		Mzmax	-97,45	-135,64	141,14	-111,42	-86,03
	Cas4	My	66,95	-90,58	-23,53	-12,82	-8,57
		Nmin	-1239,07	-1658,78	-752,95	-199,56	-69,73
		Mz	-85,74	-19,15	-3,07	-3,02	-2,07
	Cas5	Nmax(KN)	2176,43	2847,33	1436,78	838,53	480,18
		Mycor(KN.m)	81,72	129,13	-53,14	-47,67	36,72
		Mzcor(KN.m)	25,77	40,22	-0,63	-0,67	-0,48

Tableau VI.2 : Tableau des efforts normaux et des moments fléchissant

VI.4.1. : Calcul des armatures :

Exemple de calcul : Poteau (60×60) cm²

Les armatures longitudinales :

b =60 cm h = 60 cm d = 54 cm c =6cm

1^{ère} Cas

Sens x-x

N=2281,30KN My= 29,42kN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,42}{2281,30} = 0,013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm}$$

$e=1,3 < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$ l'excentricité est inférieur à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91

[BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ($\lambda \leq 70$) :

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}] ; (\text{bâtiment à usage multiple})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{2,1}{60} = 12,11$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$ le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire.

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow \alpha = \frac{\alpha}{1,1} = 0,755$$

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A' \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{2281300}{0,755} - \frac{3364 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,5} \right)$$

$$A' \geq -92,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas

$$N = 1539,38 \text{ kN} \quad M = -91,29 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{91,29}{1539,38} = 5,93 \text{ cm}$$

$$e = 5,93 > \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$

➤ Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \quad \text{Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 29,93 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 460,736 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{460736}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,19$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,92$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{460736}{400 \times 0,92 \times 54} = 23,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 23,19 - \frac{1539380}{100 \times 400} = -15,29 A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas

$$N = -1074,03 \text{ KN} \quad M = 97,45 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{97,45}{1074,03} = 9,07 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues: $M_1 = N \times e_0$.

➤ Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 33,07 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 355,18 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{355180}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,109$$

$$\mu = 0,109 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,145$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{355180}{400 \times 0,942 \times 54} = 17,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17,46 - \frac{1074030}{100 \times 400} = -9,39 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

4^{ème} Cas**Sens x.x**

$$N = -1239,07 \text{ kN} \quad M = -66,95 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{66,95}{1239,07} = 5,4 \text{ cm}$$

$$e = 5,4 > \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$

➤ Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \quad \text{Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 29,4 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 364,287 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{364287}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,113$$

$$\mu = 0,113 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{364287}{400 \times 0,94 \times 54} = 17,94 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17,94 - \frac{1239070}{100 \times 400} = -13,04 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens y.y

$$N = -1239,07 \text{ kN} \quad M = -85,74 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{85,74}{1239,07} = 6,92 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieur de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues: $M_1 = N \times e_0$.

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 30,92 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 383,12 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{383120}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,937$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{383120}{400 \times 0,937 \times 54} = 18,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 18,93 - \frac{1239070}{100 \times 400} = -12,04 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

5^{ème} Cas

Sens x-x

$$N=2176,43 \text{ kN} \quad M=81,72 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{81,72}{2176,43} = 3,75 \text{ cm}$$

$e=3,75 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$ l'excentricité est inférieur à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

➤ **Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ($\lambda \leq 70$) :**

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \times \frac{l_f}{a} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}] ; (\text{bâtiment à usage multiple})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{65} = 12,11$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$ le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire.

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right)$$

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow \alpha = \frac{\alpha}{1,1} = 0,755$$

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right)$$

$$A' \geq \frac{1}{400 \times 100} \left(\frac{2176430}{0,755} - \frac{3364 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,15} \right)$$

$$A' \geq -131,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

²Sens y-y

$$N = 2176,43 \text{ Kn} \quad M = 25,77 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25,77}{2176,43} = 1,18 \text{ cm}$$

$e = 1,18 < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$ l'excentricité est inférieure à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

➤ **Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ($\lambda \leq 70$) :**

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3] ; (bâtiment à usage multiple)}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{60} = 12,11$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$ le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right)$$

$$\alpha = \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha=0.83 \Rightarrow \alpha = \frac{\alpha}{1.1} = 0,755$$

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A' \geq \frac{1}{400 \times 100} \left(\frac{2176430}{0,755} - \frac{3364 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1.15} \right)$$

$$A' \geq -131,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$\text{Selon le BAEL91 : } A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le RPA : } 0,8\% B = 28,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T20 + 4T16 \Rightarrow A = 33.16 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} = 57,24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{57240}{60 \times 54 \times 10^2} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{1\min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

Dans la zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_1; 15\text{cm}) = 15\text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10\text{ cm}$

Dans la zone courante : $\delta_t \leq 15\varnothing_1 = 21\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 15\text{ cm}$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{210}{60} = 3,5$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,58\% \times b \times \delta_t = 3,48\text{cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

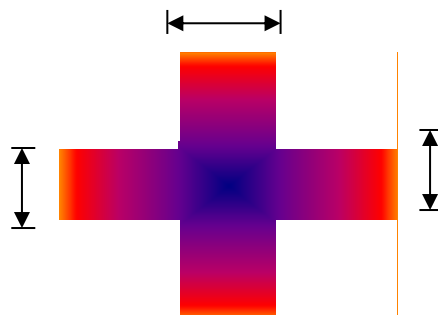


Figure .VI.4 : La zone nodale.

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 120\text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = 60\text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\varnothing_{1\max} = 80\text{ cm}$

Poteau	A en [cm ²]	A _{min} RPA	Choix	Recouvrement
60X60				
1^{er} cas	0	28,8	8T20 + 4T16 => A=33,16 cm ²	80
2^{ème} cas	0			
3^{ème} cas	0			
4^{ème} cas	0			
5^{ème} cas	0			

Tableau.VI.3 : Tableau récapitulatif des armatures du poteau (60x60).

Types	Section	A (cal) cm ²	A(RPA) cm ²	A(BAEL) cm ²	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
1	(60×60)cm ²	0	28,8	9,6	8T20+4T16	33,15	80
2	(55×55)cm ²	0,68	24,2	8,8	6T20+4T16	26,88	80
3	(50×50)cm ²	5,14	20	8	10T16+4T14	26,25	65
4	(45×45)cm ²	4,72	16.2	7.2	12T14	18,46	60
5	(40×40)cm ²	0	12.8	6.4	4T16+4T14	14,2	65

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif de toutes les armature

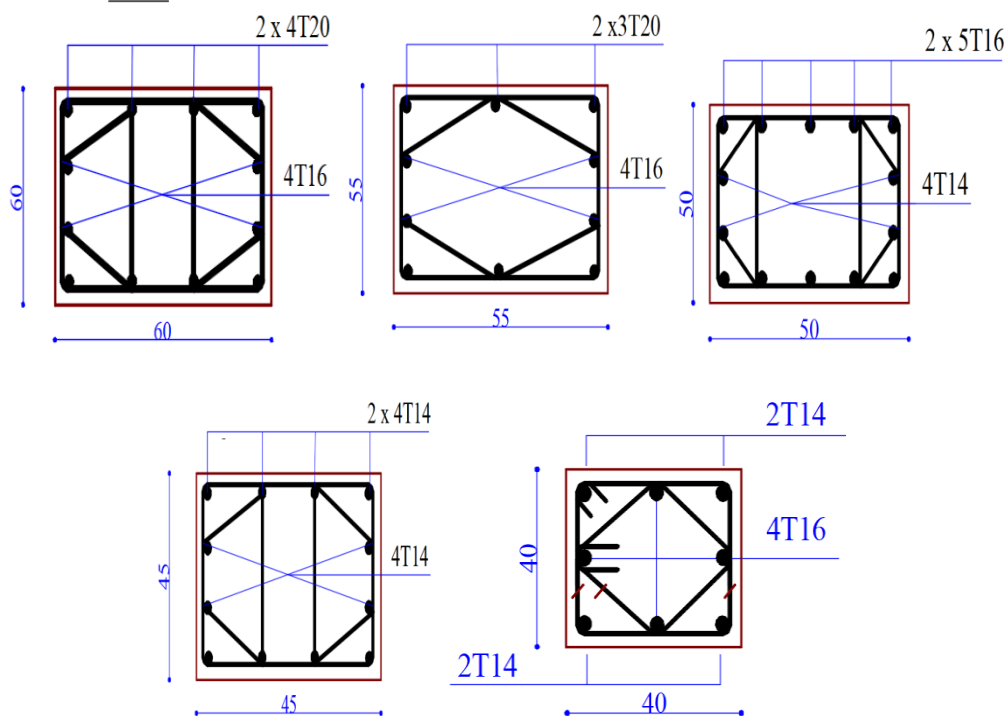


Figure.VI.5 : Dessin de ferrailage des poteaux

***Chapitre VII : Etude
des voiles***

VII.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et charges dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- ❖ Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- ❖ Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- ❖ Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur est à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- ❖ Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- ❖ A leur jonction avec les planchers
- ❖ A leurs extrémités.

VII.2. Définition :

Le voile en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Il se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

-Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- ❖ Voiles périphérique (sous-sol).
- ❖ Voile de contreventement.

VII.3. Etude des voiles périphériques :

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts tranchant dus au séisme.

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VIII.3.1. Détermination des sollicitations :

a) Poids propre du voile périphérique :

$$PPr = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 3 \times 0,35 = 1,05\text{m}^3$$

$$PPr = 25 \times 0,42 = 26,25 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N_u = 1,35 \times 10,5 = 35,44\text{KN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N_{ser} = PPr = 26,25 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = K_P \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_P : \text{coefficient de poussée } K_P = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \phi$; $\phi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » : $K_p = 0,247$.

$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 18 \times 3 = 13,34 \text{ kN/m}^2$$

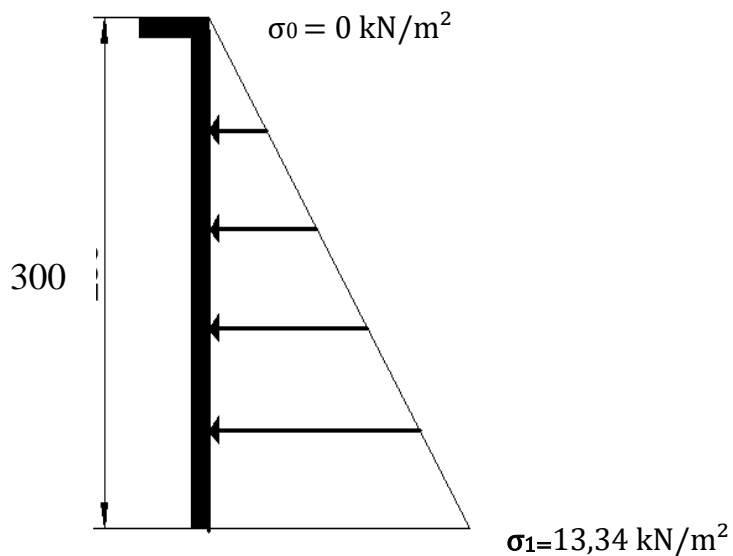
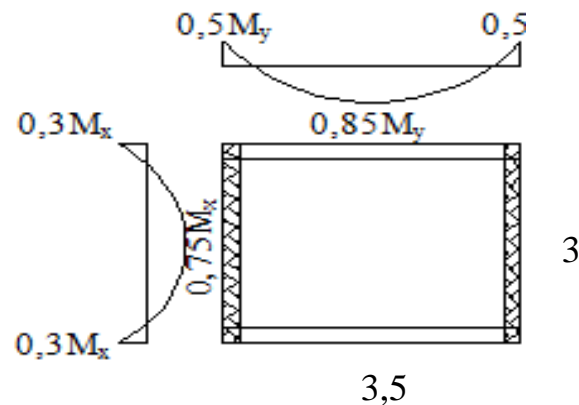


Figure VII.1: Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge Uniformément répartie

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = \frac{13,34 + 0}{2} = 6,67 \text{ kN/m}^2$$



FigureVII.2:Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

❖ **Combinaisons fondamentales :**

• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 6,67 \Rightarrow \bar{q}_u = 9,0045 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 9,0045 \text{ kN/m}$$

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q \Rightarrow \bar{q}_{\text{ser}} = 6,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1 \text{ m} = 6,67 \text{ kN/m}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{3,5} = 0,86$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} \text{La charge est uniformément répartie.} \\ 0,4 \leq \xi \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{ dalle qui porte suivant les deux sens.}$

□ □ Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$\text{ELU : } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^u = 0,0498 \\ \mu_y^u = 0,693 \end{array} \right. \quad \text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^{\text{ser}} = 0,0569 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0,791 \end{array} \right.$$

• **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 4,04 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 2,80 \text{ kN.m}$$

• **Etat limite service (ELS)**

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{\text{ser}} = 3,42 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \quad \Rightarrow M_y^{\text{ser}} = 2,71 \text{ kN.m}$$

Sens	X.X		Y.Y	
combinaisons	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma [KN.m]	1,212	1,026	1,4	1,355
Mt [KN.m]	3,03	2,565	2,38	2,304

Tableau.VII.1: Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

- **Calcul des ferrillages :**

- **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

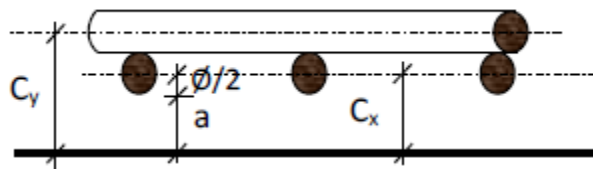


Figure VII.3: Enrobage.

$$\varnothing_{\text{max}} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 35 \text{ cm.}$$

$$\varnothing_{\text{max}} \leq \frac{35}{10} = 3,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prendra } \varnothing = 15 \text{ mm.}$$

- **Calcul de l'enrobage :**

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,75 \text{ cm} \\ C_y = 4,25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Hauteurs utiles :**

$$dx = hd - cx = 35 - 2,75 = 32,25 \text{ cm.}$$

$$dy = hd - cy = 35 - 4,25 = 30,75 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3hd; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4hd; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même. on va prendre le moment maximal (moment en travée).

➤ **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

➤ Sens X-X :

a) **En travées :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

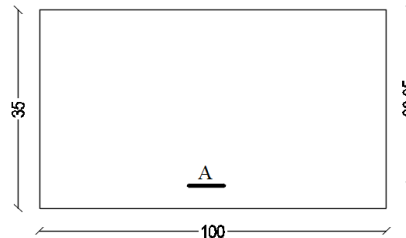


Figure.VII.4: Section de calcul en travée (x-x).

$$M_{tx} = 3,03 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3030}{14,17 \times 100 \times 32,25^2} = 0,0021$$

$$\mu = 0,0021 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3030}{348 \times 0,998 \times 32,25} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,8 \text{ cm}^2/\text{mL}$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,001 \times 100 \times 35 = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\min \text{RPA}}) \Rightarrow A = 3,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$7\text{T}10/\text{mL} \rightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{\text{txser}} = 2,565 \text{ KN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,5}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 32,25 \times 0,825 = 53,212$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2$$

$$I_1 = \frac{100 \times 6,52^3}{3} + 15 \times 5,5(32,25 - 6,52)^2 = 63856,64 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{2565}{63856,64} = 0,04$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,262 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 15,44 \text{ MPa}$$

Contrainte admissibles :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

$$\sigma_b = 0,262 < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15,44 < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

➤ Sens-Y-Y :

b) En travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

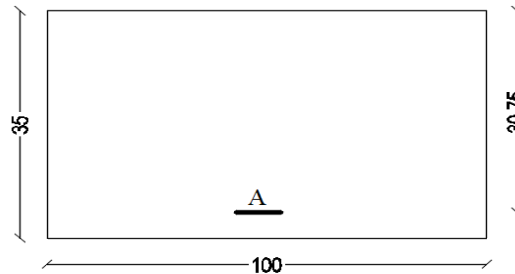


Figure VII.5: Section de calcul en travée (y-y).

$M_{ty} = 2,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2380}{14,17 \times 100 \times 30,75^2} = 0,0018$$

$$\mu = 0,0018 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_{lI} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2380}{348 \times 0,999 \times 30,75} = 0,223 \text{ cm}^2/\text{Ml}$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 2,8 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 35 = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\min \text{RPA}}) \Rightarrow A = 3,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$7T10/mL \rightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/mL$$

$$(T10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{txser} = 2,304 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,5}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 30,75 \times 0,825 = 50,74$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y1 = 6,35 \text{ cm}^2$$

$$I1 = \frac{b \times Y1^3}{3} + 15 \times A(d - Y1)^2$$

$$I1 = \frac{100 \times 6,35^3}{3} + 15 \times 5,5(30,75 - 6,35)^2 = 57652,13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2304}{57652,13} = 0,039$$

$$\sigma_b = K \times Y1 \Rightarrow \sigma_b = 0,254 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y1) \Rightarrow \sigma_s = 14,27 \text{ MPa}$$

Contrainte admissibles :

$$\text{Fissuration préjudiciable } \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right]$$

$$\sigma_b = 0,254 < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 14,27 < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.}$$

Tableau VII.2 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.

Sens	X-X		Y-Y	
	appuis	travée	appuis	travée
Combinaisons	appuis	travée	appuis	travée
A_{cal}(cm²)	0,18	0,27	0,13	0,22
A_{min}	2,8	2,8	2,8	2,8
A_{minRPA}	3,5	3,5	3,5	3,5
choix	5T10	5T10	5T10	5T10
A_{choisi}(cm²)	3,93	3,93	3,93	3,93

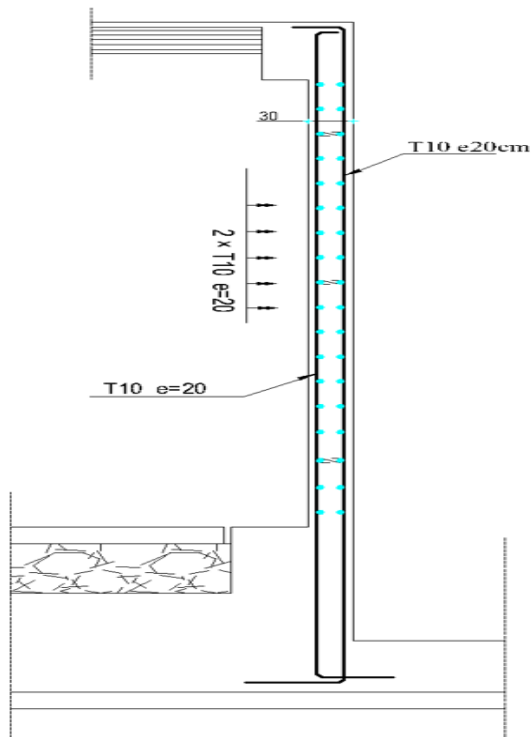


Figure VII.6 : Ferrailage voile périphérique

VII.4. Ferrailage des voiles contreventements :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

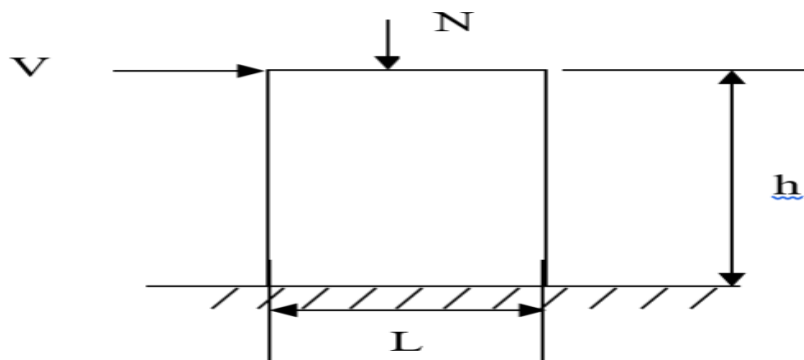


Figure VII.7: Schéma d'un voile

le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

➤ **Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :**

- 1) D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- 2) D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles sont aussi uniformément réparties.
- 3) D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

VII.4.1. Procédures de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93 et RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effort, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Note : Les contraintes maximale et minimale du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultant de **ROBOT BAT**.

➤ **1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée :**

Si $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1)**.

$(A_l, A'l) > 0.0015 b h$ (0.15%)

➤ **2^{eme} cas : Section Entièrement Tendue :**

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue "pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

- ✓ $A = \frac{r_i}{r_n}$; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.
- ✓ Si : $A < A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale .
- ✓ Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A.

➤ **3^{eme} cas : Section Partiellement Tendue :**

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armatures horizontales Art 7.7.4.1 du RPA 99 Version 2003 :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimale égal à 0.15 % de la section du béton. le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA version 2003 :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile : 0.15%
- ✓ En zone courante : 0.10% Armatures transversales .
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5. a ;30 cm).
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 dz l'épaisseur du voile.

VII.5. Exemple de calcul :

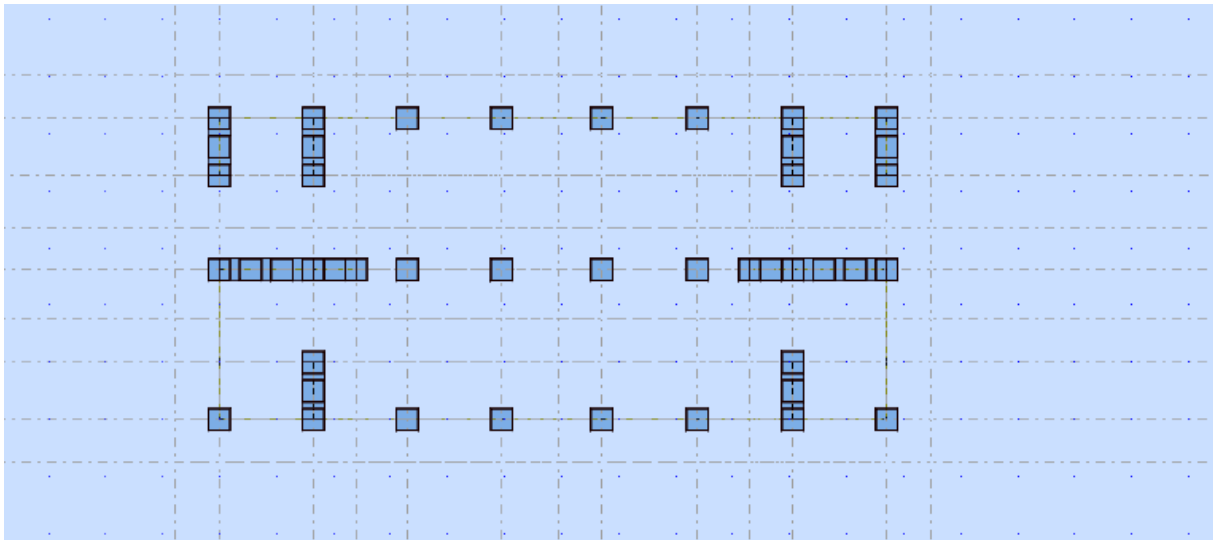


Figure VII.8 : Vue en 2D avec logiciel d'essai.

Tableau VII.3 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

1	ELU	ELU	2651,44	133,42	154,92
1	G+Q+VX	sismique	3684,88	2956,87	612,14
2	G+Q-VX	sismique	198,3	-2761,91	-385,44
3	G+Q+VY	Sismique	1960,25	17,59	22,97
4	G+Q-VY	Sismique	1922,93	177,38	203,73
5	0,8G+VX	Sismique	3135,03	2927,67	579,35
6	0,8G-VX	Sismique	-351,55	-2791,11	-418,23
7	0,8G+VY	Sismique	1410,4	-11,62	-9,82
8	0,8G-VY	Sismique	1373,08	148,18	170,94

Tableau. VII.4 : caractéristiques des voiles dans sens X-X.

SENS (X-X)			
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]
X-I	3.30	0.3	4.08

Tableau. VII.5 : caractéristiques des voiles dans sens Y-Y.

SENS (Y-Y)			
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]
Y-I	2	0.3	4.08
Y-II	2	0.3	3.06

VII.5.1. Les caractéristiques géométriques du voile :

- $I = (0.3 \times 3.30^3)/12 = 0.898 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0.3 \times 3.30 = 0.99 \text{ m}^2$ (Ω : surface en plan du voile)
- $V = l/2 = 3.30/2 = 1.65 \text{ m}$ (V : la position de l'axe neutre)

VII.5.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :➤ **Effort de compression à ELU**

$N_{max} = 2651.44 \text{ KN}$ (effort de compression) , $M_{cor} = 133.42 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des contraintes :**

- $\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{2651.44}{0.99} + \frac{1.65 \times 133.42}{0.898}$
- $\sigma_d = 4087.54 \text{ KN.m}^2$
- $\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{2651.44}{0.99} - \frac{1.65 \times 133.42}{0.898}$
- $\sigma_g = 3597.24 \text{ KN.m}^2$

❖ ($\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$) => la section est entièrement comprimée

➤ **Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right) = (2.04\text{m}; 2.2\text{m}) = 2.04\text{m}$$

$$d_{max} = 2.04\text{m}$$

On prendra : $d_1 = 2.04 \text{ m}$

VII.5.3. Détermination la contrainte moyenne de la bande d_1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 3.597 + (3.30 - 2.04) \times \frac{4.087 - 3.597}{3.30} = 3.784 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{4.087 + 3.597}{2} = 3.842 \text{ MPa}$$

VII.5.4. L'effort normal appliqué sur la bande d_1 :

$$N_u = \sigma_{moy} \times e \times d_1 = 3.842 \times 0.3 \times 2.04 = 2351.30 \text{ KN}$$

VII.5.5. Calcul de l'effort limite ultime:

L'effort limite $N_{U \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (30 - 2) = 2800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{3.468 \sqrt{12}}{0.3} = 40.05$$

Donc : $\alpha = 0.479$

Alors :

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.479 \times \frac{0.28 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 2483.70 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 2483.70 > N_u = 2351.30 \rightarrow c. v$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

VII.6. Calcul de ferrailage :

D'après notre système de contreventement portiques contreventés par voiles on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

VII.6.1. Ferrailage verticale :

on prend les cas plus défavorables :

$$[0.8G - VX ; 0.8G - VY]$$

✓ 1^{ere} cas : **0.8G-VX**

$$N = 351,55 \text{KN} \quad M = 2791,11 \text{KN.m}$$

VII.6.1.1 Calcul des contraintes:

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{1} = \frac{351.55}{0.99} + \frac{2791.11 \times 1.65}{0.898}$$

$$\sigma_d = 5483.53 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{1} v = \frac{351.55}{0.99} - \frac{2791.11 \times 1.65}{0.898}$$

$$\sigma_g = -4773.33 \text{ KN.m}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue.

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_d - \sigma_g}{L_1 - L_1}$$

$$L_t = \frac{\sigma_t \times L_1}{\sigma_c}$$

$$L_1 = L - L_t$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times (L - L_t)}{\sigma_d}$$

$$(\sigma_g + \sigma_d) \times L_t = \sigma_g \times L$$

$$L_t = 1.54$$

$$F_t = \frac{1}{2} \times \sigma_t \times E_p \times L_t = 328.08$$

$$A = \frac{f_t}{\sigma_s} = \frac{328.08}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0015 \cdot 30 \cdot 1.54 = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A ; A_{\min}) = 6.93$$

✓ **Choix des armatures :**

$$16T10/ml = 12,57cm^2/ml$$

✓ **2ème cas:0.8G-VX**

$$N = 351,55KN \quad M = 2791,11KN.m$$

VII.6.1.2. Calcul des contraintes:

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{1} = \frac{351.55}{0.99} + \frac{2791.11 \times 1.65}{0.898}$$

$$\sigma_d = 5483.53 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{1} v = \frac{351.55}{0.99} - \frac{2791.11 \times 1.65}{0.898}$$

$$\sigma_g = -4773.33 \text{ KN.m}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue.

$$\text{tg}\alpha = \frac{\sigma_d - \sigma_g}{L1 - L1}$$

$$L_t = \frac{\sigma_t \times L1}{\sigma_c}$$

$$L1 = L - L_t$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times (L - L_t)}{\sigma_d}$$

$$(\sigma_g + \sigma_d) \times L_t = \sigma_g \times L$$

$$L_t = 1.06$$

$$F_t = \frac{1}{2} \times \sigma_t \times E_p \times L_t = 1102.64$$

$$A = \frac{f_t}{\sigma_s} = \frac{110.64}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0015 \cdot 30 \cdot 106 = 47.7 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{\min}) = 40.7$$

✓ **Choix des armatures :**

$$13T20/ml = 40,84cm^2/ml$$

VII.6.1.3 Calcul des armatures transversales :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort

Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est: $\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.v_u}{b.d}$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b: Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,20 \cdot f_{ct28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Application numérique:

➤ ACC :

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.v_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 154,92 \times 1000}{0,9 \times 30 \times 4080} = 1,97 \text{ MPa}$$

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 1,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

2) L'espacement minimal des barres verticales et horizontales

Selon RPA 99(version 2003) :

➤ $S \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm})$

➤ $S \leq \min(1,5 \times 30; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ alors l'espacement se prend en fonction du nombre

de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$ $S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$

3) Calcul des armatures transversales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{At}{b0 \times St} \geq \frac{\tau u - 0.3 f_c 28 \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

{ K = 0 (pas de reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$

$$\frac{At}{b0 \times St} \geq \frac{\tau u - 0.3 f_c 28 \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$At \geq \frac{\tau u}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b0 \times St = \frac{1.97}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 30 \times 20 = 3.28 \text{ cm}^2$$

- Armature transversales minimales :

$$- \frac{At_2}{b0 \times St} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$- At_2 \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau u}{2} = \frac{20 \times 30}{400} \times \frac{1.97}{2} = 1.478 \text{ cm}^2$$

$$- A_{min} = 0.15\% S = 0.15\% \times 330 \times 30 = 14.85 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_t = \max (A_{t1}; A_{t2}; A_{min})$$

$$\checkmark A_t = \max (3.28 \text{ cm}^2; 1.478 \text{ cm}^2; 14.85 \text{ cm}^2)$$

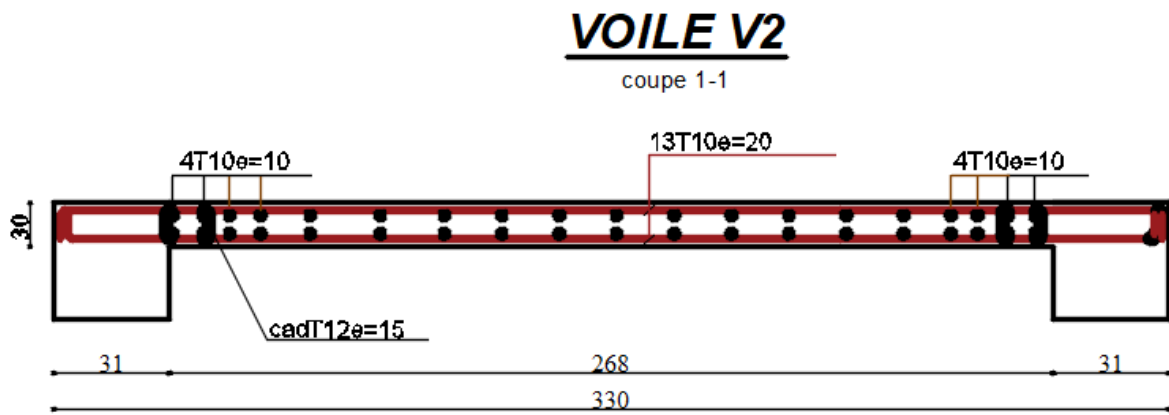
$$A_t = 14.85 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$21T10 = 16,5 \text{ cm}^2$$

Tableau. VII.6 : Ferrailage des voiles.

Voile		e	H	L	A	choix	Espacement en zone d'about	esp zone courant
V1	Y-Y	30	4,08	2	7,85	10T10	10 cm	20
V2	X-X	30	4,08	3,3	16,50	21T10	10 cm	20
V3	X-X	30	4,08	1,5	7,85	10T10	10 cm	20



FigureVII.9: Ferrailage de voile contreventement

Chapitre VIII : Etude de fondation

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il

Est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de

Fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- ❖ Type d'ouvrage construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portance de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale et le poids de la superstructure transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

Pour le cas des bâtiments courants Il existe plusieurs types de fondation :

a) Fondations superficielles :

- ❖ Semelles isolées .
- ❖ Semelles filantes et
- ❖ Semelles générales.

b) Fondations profondes :

- ❖ Semelle sur puits et
- ❖ Semelle sur pieux.

VIII.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

VIII.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

VIII.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechniques de la surface d'impact du bâtiment de **300.768m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 43484.09 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.
- ❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} S_S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a: $N = 40537.12 + 581348 = 46350.6 \text{KN}$

$$S_S = \frac{46350.6}{250} = 185.402 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \frac{185.402}{300.768} = 0.62 \leq 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

VIII.3. Etude de radier :

VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

➤ Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux = 5.30m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie d'une bande d'1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m³.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5.30^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq 0.79$$

$$h_r \geq 1 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5.30}{8} \leq h_r \leq \frac{5.30}{5}$$

$$0.66 \leq h_r \leq 1.06$$

$$h_r = 1 \text{ m}$$

VIII.3.1.1. Dimensionnement de la nervure:

➤ La hauteur de la nervure:

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 60 \text{ cm}$

➤ Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26.5$$

On prend : $e = 40 \text{ cm}$

➤ Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3. h \leq b_0 \leq 0,4. h$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$$

• Application numérique :

➤ Sens x-x :

$$0,3. h \leq b_0 \leq 0,4. h$$

$$0,3.100 \leq b_0 \leq 0,4.100$$

$$30 \text{ cm} \leq b_0 \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 35 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{20} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{530-35}{2}; \frac{530}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (247.5; 53)$$

$$b_1 \leq 53 \text{ cm}$$

On prend : $b_1 = 50 \text{ cm}$

Pour le sens y-y les poutres secondaires on prend les mêmes dimensions que les poutres principales :

Type des poutres	h (cm)	h_n (cm)	h0 (cm)	b0 (cm)	b1 (cm)	b (cm)
Poutres principales	100	60	40	35	50	135
Poutres secondaires	100	60	40	35	50	135

Tableau VIII.1 : Les dimensions des nervures

➤ **Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :**

Pour le panneau le plus défavorable :

On a:

$$\begin{cases} L_x = 3.50\text{m} \\ L_y = 5.30\text{m} \end{cases}$$

Avec: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9 \times d}$$

➤ **La fissuration est préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{5.30} = 0.66 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ Et } T_y = q \frac{L_y}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{46350.6}{300.768} = 154.108 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 154.108 \times \frac{5.30 \times 3.50}{(2 \times 3.50 + 5.30)} = 232.415 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 154.108 \times \frac{3.50}{3} = 179.793 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 232.415 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{232.415}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.1032 \text{ m}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.60 + 1 + 0.60 + 1) = 6.4$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 1727.37 \text{ KN}$ appliquée sur une voile

$$N_u \leq 0.045 \times 6.4 \times 100 \times \frac{2500}{1.5}$$

$$1727.37 \leq 48000$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1\text{m}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

VIII.4. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$h_r = 100\text{cm}$ et surface du radier : $S = 300.768$

VIII.4.1. Vérification du soulèvement:

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas :

$$P \geq 1,5. S. \gamma. Z$$

Avec:

P: Poids de bâtiment.

S: Surface du bâtiment.

Z: L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau 10 KN/m².

L: La somme des longueurs totales des poutres principales.

L': La somme des longueurs totales des poutres secondaires.

Poutre p: Poids propre des poutres principales.

Poutre s: Poids propre des poutres secondaires.

Pour la structure étudiée:

$$Pradier = Sr. H_0. \gamma_b = 300.768 \times 0,4 \times 25 = 3007.68$$

$$P_p \text{ poutre} = L. (h - h_0). b_0. \gamma_b = 84.4 \times (1 - 0,40) \times 0,35 \times 25 = 443.1$$

$$P_{\text{poutre } s} = L'. (h - h_0). b_0. \gamma_b = 70.23 \times (1 - 0,40) \times 0,35 \times 25 = 368.71$$

$$P = P \text{ bâtiment} + Pradier + P_p \text{ poutre} = 43484.09 + 3007.68 + 811.81 = 47303.58 \text{ KN}$$

$$P \geq 1,5. S. \gamma. Z$$

$$47303.58 \text{ KN} \geq 1,5 \times 300.768 \times 10 \times 4 = 18046.08 \text{ KN}$$

- **Conclusion:**

La structure est stable donc il n'y a pas un soulèvement.

VIII.5. Combinaison d'action :

VIII.5.1. Vérification des contraintes sous radier :

❖ AL'ELU:

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.28 + 1.41}{4} = 2.81 \text{ MPa}$$



Figure VIII.1 : cartographies A L'ELU.

❖ AL'ELS:

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.4 + 1.03}{4} = 2.05 \text{ MPa}$$

Figure VIII.2 :cartographies A L'ELS.

VIII.6. Ferrailage du radier :

Fissuration est considérée comme préjudiciable donc $a = 4$ cm

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\phi \leq \frac{hd}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm on prendra } \rightarrow \phi = 20\text{mm}$$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$d_x = h_d - c_x = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 33 \text{ cm}$$

VIII.6.1. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91)

Sens xx :

✓ *En travée :*

VIII.6.1.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{166.487 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 35^2} = \mathbf{0.095} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.095}) = \mathbf{0.125}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.125 = \mathbf{0.95}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{166.487 \times 10^3}{0.95 \times 348 \times 35} = \mathbf{14.39 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T20 = **15.71** avec un espacement $S_t = \mathbf{20 \text{ cm/ml}}$

➤ Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.2 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{14.39 \text{ cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

❖ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = \frac{100}{2} \times yl^2 + 235.65(B) \times yl - 8247.75(C)$$

$$yl = \mathbf{10.70 \text{ cm}}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 10.70^3}{3} + 15 \times (15.71 \times (35 - 10.70)^2)$$

$$I = \mathbf{179983.733 \text{ cm}^4}$$

❖ **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{130.522 \times 10^6}{179983.733 \times 10^4} = 0.0725$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.0725 \times 107 = \mathbf{7.76 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_{te} ; 110 \times \sqrt{f_{t28} \times \eta}) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 130.522 \times 10^6}{179983.733 \times 10^4} \times (350 - 107) = 264.315 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 264.315 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le B.A.E.L 91 si $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

➤ **On calcule :**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit μ_s :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{130522}{201.63 \times 35 \times 35^2} = 0.015$$

$\mu_s \rightarrow$ lire à partir du tableau

$$k_1 = 14.07 ; \beta_1 = 0.828$$

• **Calcul et vérification de σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{14.07} = 14.33$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{130522}{201.63 \times 0.828 \times 35} = 22.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A = 5T25 / \text{ml} = 24.54 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

✓ **En appuis :**

Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{110.991 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 35^2} = \mathbf{0.06} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = \mathbf{0.08}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.08 = \mathbf{0.968}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{110.991 \times 10^3}{0.968 \times 348 \times 35} = \mathbf{9.41 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T16 = 10.05cm² avec un espacement St = 20cm/ml

➤ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_a = 9.41 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres :**

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

❖ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$b \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 100 \times yl^2 + 150.75 \times yl - 5276.25$$

$$yl = \mathbf{8.98 \text{ cm}}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 8.98^3}{3} + 15 \times (10.05 \times (35 - 8.98)^2)$$

$$I = \mathbf{126190.728 \text{ cm}^4}$$

❖ **Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15MPa}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{87.015 \times 10^6}{126190.728 \times 10^4} = 0.068$$

$$\sigma_{bc} = k \times y_l = 0.068 \times 89.8 = 6.11$$

$\sigma_{bc} = 6.11MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2.1 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 87.015 \times 10^6}{126190.728 \times 10^4} \times (350 - 89.8) = \mathbf{270.22MPa}$$

$\sigma_s = 270.22MPa > \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$ Condition non vérifiée.

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le B.A.E.L 91 si $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

➤ **On calcule:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

➤ **Calcul du moment réduit μ_s :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{87015}{201.63 \times 35 \times 35^2} = 0.010$$

$\mu_s \rightarrow$ lire à partir du tableau

$$k_1 = 18.78 ; \beta_1 = 0.852$$

• **Calcul et vérification de σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{18.78} = 10.74$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

- **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{87015}{201.63 \times 0.852 \times 35} = 14.47 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$A = 5T20 / \text{ml} = 15.71 \text{ cm}^2$$

- ✚ **Sens y-y :**

- ✓ **En travée :**

- **Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{62.482 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 33^2} = 0.040 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.051 = 0.980$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{62.482 \times 10^3}{0.980 \times 348 \times 33} = 5.55 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T12 = 5.65 cm² avec un espacement St = 20 cm/ml

- **Vérification à l'ELU :**

- ❖ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_t = 5.55 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Espacement des barres :**

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

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = \frac{100}{2} \times yl^2 + 83.25 \times yl - 2913.75$$

$$yl = \mathbf{6.85\text{cm}}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.85^3}{3} + 15 \times (5.55 \times (35 - 6.85)^2)$$

$$I = \mathbf{76683.13\text{cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{69.842 \times 10^6}{76683.13 \times 10^4} = 0.06$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.091 \times 68.5 = 6.23\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.23\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2.1 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 69.842 \times 10^6}{76683.13 \times 10^4} \times (330 - 68.5) = \mathbf{384.63\text{MPa}}$$

$\sigma_s = 384.63\text{MPa} > \overline{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}$ Condition non vérifiée.

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le B.A.E.L 91 si $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

➤ **On calcule:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit μ_s :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{69842}{201.63 \times 30 \times 33^2} = 0.011$$

$\mu_s \rightarrow$ lire à partir du tableau

$$k_1 = 17.68 ; \beta_1 = 0.847$$

• **Calcul et vérification de σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{17.68} = 11.40$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{69842}{201.63 \times 0.857 \times 33} = 11.68 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A = 6T16 / \text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2$$

✓ **En appuis :**

❖ **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{41.655 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 33^2} = 0.026 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.033 = 0.997$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{41.665 \times 10^3}{0.997 \times 348 \times 33} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T10 = 3.93 cm² avec un espacement St = 20 cm/ml

❖ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_a = 3.64 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres :**

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

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = \frac{100}{2} \times y_l^2 + 58.95 \times y_l - 1945.35$$

$$y_l = \mathbf{5.68 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 5.68^3}{3} + 15 \times (3.93 \times (33 - 5.68)^2)$$

$$I = \mathbf{50107.58}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{46.562 \times 10^6}{50107.58 \times 10^4} = 0.092$$

$$\sigma_{bc} = k \times y_l = 0.092 \times 56.8 = 5.23$$

$\sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 46.562 \times 10^6}{50107.58 \times 10^4} \times (330 - 56.8) = 380.86 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 380.86 \text{ Pa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée.

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le B.A.E.L 91 si $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

➤ **On calcule:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit μ_s :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{46562}{201.63 \times 30 \times 33^2} = 0.007$$

$\mu_s \rightarrow$ lire à partir de tableau

$$k_1 = 23.46 ; \beta_1 = 0.830$$

• **Calcul et vérification de σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{23.46} = 8.60$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{46562}{201.63 \times 0.830 \times 33} = 8.43 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A = 6T14 / \text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2$$

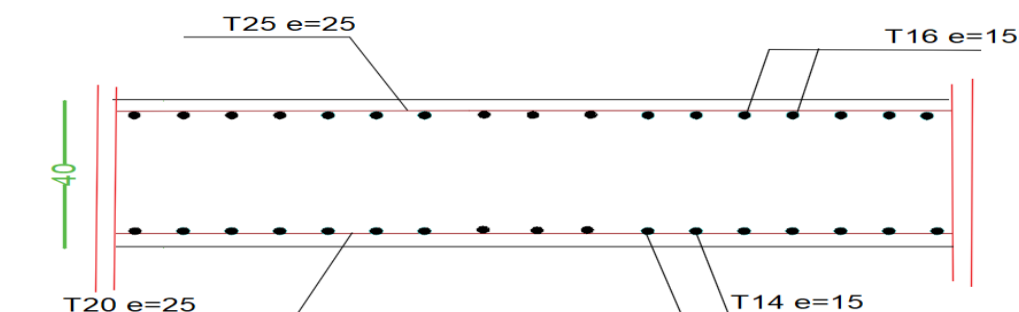


Figure VIII.3 : Ferrailage de la dalle

❖ **Les dimensions des nervures:**

Type des poutres	h (cm)	h_n (cm)	h0 (cm)	b0 (cm)	b1 (cm)	b (cm)
Poutres principales	100	60	40	35	50	135
Poutres secondaires	100	60	40	35	50	135

➤ **Calcul du ferrillage:**• **Poutres principales :**✓ **ELU:**❖ **En travée:**

$$M_u = 361.60 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1.35 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 1) - 0,40/2)$$

$$M_t = 5367.6 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{277.92 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.017} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_S$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = \mathbf{0.021}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 = \mathbf{0.992}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{277.92 \times 10^3}{0.992 \times 348 \times 90} = \mathbf{8.95 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.80 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{\min}$$

➤ **En appuis:**

$$M_u = 190.41 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est positif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 35$ cm et de hauteur $h = 100$ cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{190.41 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.012} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = \mathbf{0.015}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.015 = \mathbf{0.994}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{190.41 \times 10^3}{0.994 \times 348 \times 90} = \mathbf{6.12 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06.f_c28 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.803 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{\min}$$

❖ **ACC:**

➤ **En travée:**

$$M_u = 327.45 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1.35 \times 0.40 \times 14200 \cdot ((0.9 \times 1) - 0.40/2)$$

$$M_t = 5367.6 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{327.45 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.021} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = \mathbf{0.027}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = \mathbf{0.990}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{327.45 \times 10^3}{0.990 \times 400 \times 90} = \mathbf{9.19\text{cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 3.80\text{cm}^2$$

➤ **En appuis:**

$$\mathbf{M_u = 457.61\text{KN.m}}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0=35\text{cm}$ et de hauteur $h=100\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{457.61 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.029} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = \mathbf{0.037}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.037 = \mathbf{0.985}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{457.61 \times 10^3}{0.985 \times 400 \times 90} = \mathbf{12.90\text{cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{3,80 \text{ cm}^2}$$

$$A > A_{\min}$$

• **Choix des armatures :**

➤ **En travée :**

$$A = \max (A_{\text{elu}}, A_{\min}; A_{\text{acc}}) = \max (8,95 ; 3,80 ; 9,19) \text{ cm}^2$$

$$A = 9,19 \text{ cm}^2$$

$$A = 6\text{T}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}}, A_{\min}; A_{\text{acc}}) = \max (6,12 ; 3,80 ; 12,90) \text{ cm}^2$$

$$A = 12,90 \text{ cm}^2$$

$$A = 9\text{T}14 = 13,60 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELS :**

• **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = 176378,5 > 0$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

$$\frac{b}{2} \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = \frac{135}{2} \times y_l^2 + 137,85 \times y_l - 12406,5$$

$$y_l = \mathbf{22,97 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{135 \times 22,97^3}{3} + 15 \times (9,19 \times (90 - 22,97)^2)$$

$$I = \mathbf{760756,491 \text{ cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15MPa}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{69.842 \times 10^6}{760756.491 \times 10^4} = 0.009$$

$$\sigma_{bc} = k \times yl = 0.009 \times 126.6 = 2.10$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{2.10MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2.1 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 69.842 \times 10^6}{760756.491 \times 10^4} \times (910 - 126.6) = \mathbf{92.296MPa}$$

$\sigma_s = \mathbf{92.296MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **En appuis :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$

❖ **Position de l'axe neutre :**

❖ **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 60 \times 204 \times yl - 18360$$

$$yl = \mathbf{27.082 \text{ cm}}$$

• **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 1039303.23 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{87.015 \times 10^6}{1039303.23 \times 10^4} = 0.008$$

$$\sigma_{bc} = K.Y = 0.008 \times 270.82 = 2.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15.k.(d-y) = 79.016 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6,2,1}\right) \text{ MP}$$

$$\sigma_{st} = 79.016 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poutre secondaire :**

➤ **ELU:**

➤ **En travée:**

$$M_u = 50.49 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0/2)$$

$$M_t = 1.35 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 1) - 0,40/2))$$

$$M_t = 5367.6 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension (b × h)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{50.49 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.0033} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0033}) = \mathbf{0.0041}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0041 = \mathbf{0.998}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{50.49 \times 10^3}{0.998 \times 348 \times 90} = \mathbf{1.62 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.80 \text{ cm}^2}$$

$A < A_{min}$

➤ **En appuis:**

$M_u = 64.77 \text{ KN.m}$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 35 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{64.77 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.004} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_S$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = \mathbf{0.005}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.005 = \mathbf{0.998}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{64.77 \times 10^3}{0.998 \times 348 \times 90} = \mathbf{2.07 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.80 \text{ cm}^2}$$

$A < A_{min}$

❖ **ACC:**

➤ **En travée:**

$M_u = 83.04 \text{ KN.m}$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 1.35 \times 0,40 \times 14200 ((0,9 \times 1) - 0,40/2)$$

$M_t = 5367.6 \text{ KN.m} \rightarrow M_u < M_t \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table

La section de calcul sera section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{83.04 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.0053} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0053}) = \mathbf{0.007}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.007 = \mathbf{0.997}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{83.04 \times 10^3}{0.997 \times 400 \times 90} = \mathbf{2.31\text{cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1\text{Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.80\text{cm}^2}$$

➤ **En appuis:**

$$\mathbf{M_u = 71.14\text{KN.m}}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0=35$ cm et de hauteur $h=100$ cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{71.14 \times 10^3}{135 \times 14.2 \times 90^2} = \mathbf{0.0046} < 0.259$$

Donc : $\mu < \mu_L$ alors A' n'existe pas et $1000\epsilon_L < 1000\epsilon_s$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0046}) = \mathbf{0.0058}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0058 = \mathbf{0.998}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{71.14 \times 10^3}{0.998 \times 400 \times 90} = \mathbf{1.98\text{cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{3,80 \text{ cm}^2}$$

$$A < A_{\min}$$

✓ **Choix des armatures :**

➤ **En travée :**

$$A = \max (A_{\text{elu}}, A_{\min}; A_{\text{acc}}) = \max (1,62 ; 3,80; 2,31) \text{ cm}^2$$

$$A = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$A = \max (A_{\text{ELU}}, A_{\min}; A_{\text{acc}}) = \max (2,07 ; 3,80 ; 1,98) \text{ cm}^2$$

$$A = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 67,5 \times yl^2 + 57 \times yl - 5130$$

$$yl = \mathbf{8,31 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{135 \times 8,31^3}{3} + 15 \times (3,80 \times (90 - 8,31)^2)$$

$$I = \mathbf{406199,105 \text{ cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{130.522 \times 10^6}{406199.105 \times 10^4} = 0.032$$

$$\sigma_{bc} = k \times y_l = 0.032 \times 83.1 = 2.67$$

$\sigma_{bc} = 2.67 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 130.522 \times 10^6}{406199.105 \times 10^4} \times (900 - 166.2) = \mathbf{393.76 \text{MPa}}$$

$\sigma_s = 393.76 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \rightarrow$ Condition non vérifiée.

Donc les armatures calculées à ELU ne conviennent pas à ELS.

D'après le B.A.E.L 91 si $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ la condition n'est pas remplie il faut recalculer la section d'aciers tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible c'est-à-dire à la contrainte limite de service:

➤ **On calcule:**

On prend

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

➤ **Calcul du moment réduit μ_s :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{130522}{201.63 \times 35 \times 90^2} = 0.0023$$

$\mu_s \rightarrow$ lire à partir du tableau

$$k_1 = 48.29 ; \beta_1 = 0.921$$

• **Calcul et vérification de σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{48.29} = 4.18$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

- **Calcul des armatures tendues:**

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{130522}{201.63 \times 0.921 \times 90} = 7.81 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$A = 6T14 / \text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$

- ❖ **Position de l'axe neutre :**

- ❖ **Y la solution d'équation de deuxième degré :**

$$\frac{b}{2} \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 67.5 \times yl^2 + 57 \times yl - 5130$$

$$yl = 8.31 \text{ cm}$$

- **Le moment quadratique :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 0$$

$$I = 406199.105 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{87.015 \times 10^6}{406199.105 \times 10^4} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 0.021 \times 83.1 = 1.7451 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k \cdot (d - y) = 264.605 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1.62 \cdot 1} \right) \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 262.505 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On prend

$$\sigma_s = \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment réduit μ_s :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{87015}{201.63 \times 35 \times 90^2} = 0.0015$$

$\mu_s \rightarrow$ lire à partir du tableau

$$k_1 = 71.21; \beta_1 = 0.942$$

- Calcul et vérification de σ_b :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{71.21} = 2.83$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

- Calcul des armatures tendues:

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{87015}{201.63 \times 0.942 \times 90} = 5.09 \text{ cm}^2$$

- ✓ Choix des armatures :

$$A = 6\text{T}12 / \text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2$$

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$A_u [\text{cm}^2]$	8.95	6.12	1.62	2.07
$A_{acc} [\text{cm}^2]$	9.19	12.90	2.31	1.98
$A_{min} [\text{cm}^2]$	3.80	3.80	3.80	3.80
$A = \max(A_u, A_{acc}, A_{min})$	(8.95, 9.19, 3.80)	(6.12, 12.90, 3.80)	(1.62, 2.31, 3.80)	(2.07, 1.98, 3.80)
Choix des armatures	6T14	9T14	5T12	5T12
$A_{Corr} (\text{cm}^2)$	9.24	13.60	5.65	5.65

Tableau VIII.2: Ferrailage des poutres

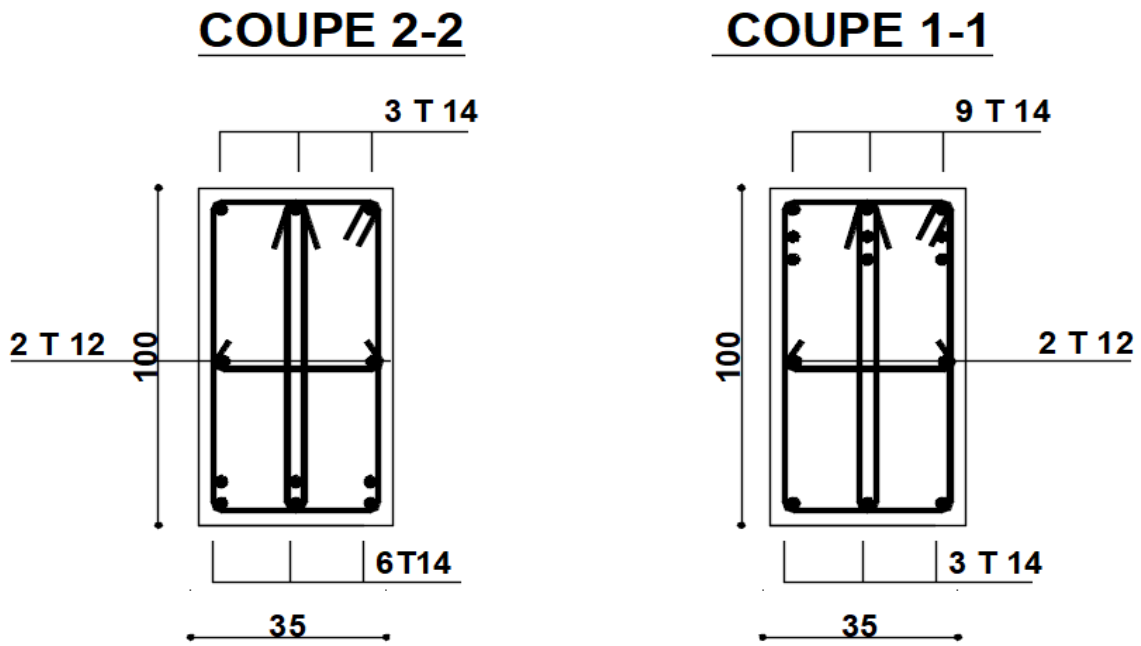


Figure VIII.4 : Ferrailage de poutre principale Radier

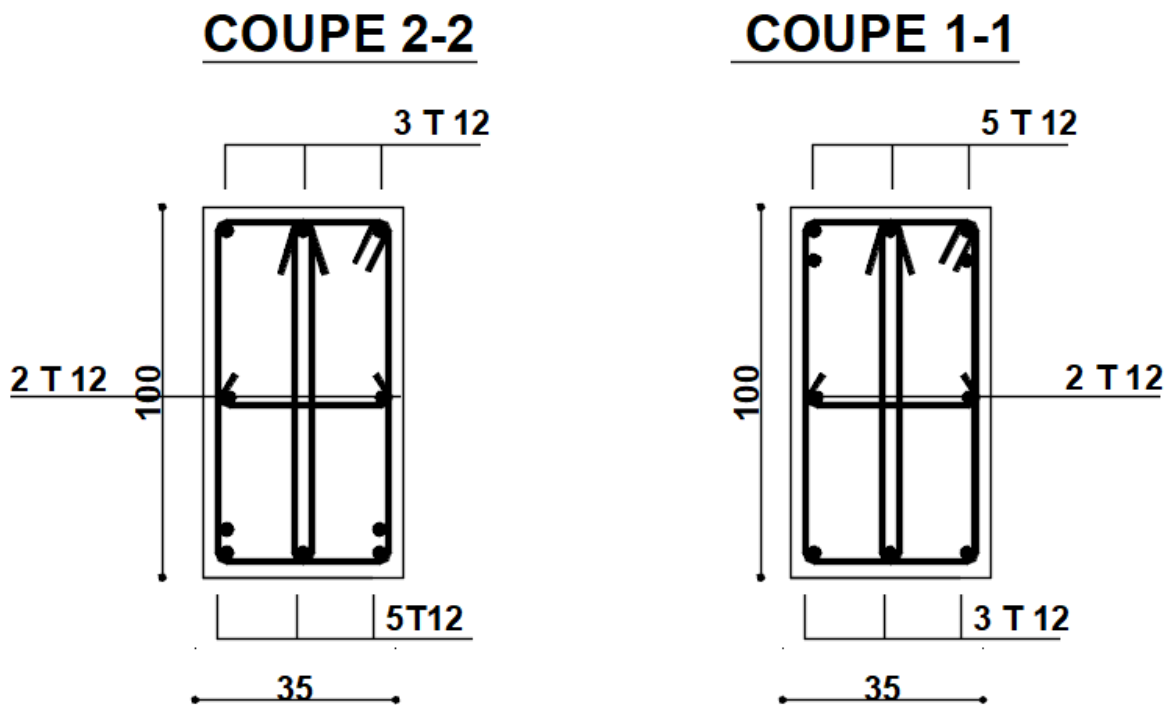


Figure VIII.5 : Ferrailage de poutre seconder Radier.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances Acquisés durant notre cycle de formation d'ingénieur, De concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur en Génie civil et de savoir connaître le comportement réel de la structure pour mener un bon calcul en béton armé. D'apprendre les différents techniques de calcul, les concepts et les règlements, Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par (AUTOCAD), et de calcul (ROBOT) pour l'analyse statique de la structure, Nous avons constatées que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures; c'est par minimiser les déplacements dus aux charges horizontales. D'avoir une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de reconnaître la solution la plus fiable en mettant la sécurité en premier lieu et l'économie en second lieu, L'ingénieur en génie civile n'est pas un calculateur seulement mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain.

Bibliographie

Règlements :

- ❖ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**
- ❖ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- ❖ BAEL91, Edition EYROLLES Paris 1992- Jean pierre Mougins,

Logiciels :

- ❖ ROBOT ANALYSE STRUCTURALE (version 2023) pour la modélisation de la structure
- ❖ Logiciel AUTOCAD version 2019
- ❖ Microsoft (version 2016)
- ❖ RDM6

Cours :

- ❖ Calcul des actions et sollicitations Mr. BENSOULA Mohamed
- ❖ Cours de conception parasismique (2^{ème} année master) Mr. MOUSSAOUI

Mémoire fin d'étude :

- ❖ Étude technique et technico-commercial d'un bâtiment en «R+16 étages +3 sous-sol et 1 étage mezzanine »a usage mixte avec un système constructif mur porteurs Promo 2022 Présenté par AYAD MOHAMED CHERIF
Encadrent Dr. BAHAR SADEK
- ❖ Étude d'un bâtiment d'habitation en béton armé avec R+9+sous-sol promo 2021 Présenté par LAZERUG MOHamed , KARROUB Imed
Encadreur Dr . MOUSSAOUI SALLAHEDINE

- ❖ Étude d'un bâtiment en béton arme à usage multiple (sous-sol+RDC+8 étages)
promo 2019 ENCADEREUR Dr . BELBACHIR NESRINE