

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de génie civil et d'hydraulique



N°Ref:.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme

de MASTER

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Conception et calcul d'un bâtiment à étages multiples

Réalisé par :

- **MEZIOUD Naziha**
- **MEZIOUD Lina**

Soutenu devant le jury :

M. BRAHIM.A

Melle. BOUKOUR.S

Melle. DROUNA.K

Président et examinateur

Examinatrice

Promotrice

Année universitaire : 2020/2021

Dédicace 1

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, je le dédie aux personnes les plus chères au monde, mon père "Omar" et ma mère "Zolikha" que dieu me les garde

❖ *A mon père:*

Merci pour m'avoir soutenu lorsque j'en avais le besoin et de m'avoir guidé et orienté.

❖ *A ma mère:*

Merci de m'avoir tenu la main pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances, de m'avoir donné toute l'affection pour que je puisse avancer.

❖ *Comme je le dédie*

➤ *A mon frère "Hani".*

➤ *A mes sœurs.*

➤ *A mon fiancé "Yacine".*

➤ *A toute ma famille.*

➤ *A mon binôme "Lina" et ceux qui me tiennent à cœur.*

➤ *A toutes mes chères amies et tous ceux qui m'ont aidés.*

➤ *A toute la promotion de génie civil 2021.*

NAZIHA

Dédicace 2

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, je le dédie aux personnes les plus chères au monde, mon père 'Abd Esselam' et ma mère 'Rachida', que dieu me le garde me les garde

❖ *A mon père:*

*Merci pour m'avoir soutenu lorsque j'en avais
le besoin et de m'avoir guidé et
orienté.*

❖ *A ma mère:*

*Merci de m'avoir tenu la main pour que je puisse
réaliser mes rêves et mes espérances, de m'avoir
donné toute l'affection pour que je puisse avancer.*

❖ *Comme je le dédie*

- *A mes frères 'Ziyad' et 'Bahi'.*
- *A toute ma famille.*
- *A mon binôme 'Naziha' et ceux qui me tiennent à cœur.*
- *A toutes mes chères amies et tous ceux qui m'ont aidés.*
- *A toute la promotion de génie civil 2021.*

LINA

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience qui m'ont permis d'accomplir ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce à l'aide de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre reconnaissance.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre encadreur Madame.K. DROUNA pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Mes profonds remerciements vont aux membres du Jury qui nous font l'honneur de juger ce modeste travail.

Nous sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Mila pour nous avoir transmis un bagage de qualité durant notre formation.

Notations et symboles

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression donnée par (MPa)

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction donnée par (MPa)

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

T_u : Effort tranchant η

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

η : Coefficient de fissuration

G : Charges permanentes (poids propre de la structure, les équipements fixes).

Q : Charges variables (exploitations, climatiques, les effets due à la température).

E : Action accidentelle (séismes, incendies, chocs).

B_r : Section réduite du poteau.

N_u : Effort normal maximal à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers.

A_s : Section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration.

M_f : Moment fictif

M_g : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_d : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

L : Portée de la travée.

A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

A: Coefficient d'accélération de zone.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

Q: facteur de qualité.

W: poids total de la structure

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

D: facteur r d'amplification dynamique moyen

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$(b_1 \times h_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

ELS: Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

ELA: Etat limite accidentelle.

l_t : Longueur de la zone tendue.

e: épaisseur du voile.

N: L'effort normal transmis à la base.

S: La surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

a, b: Dimensions du poteau à la base.

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

u_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

Δf_t : La flèche totale.

$f_{admissible}$: La flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

Sommaire

Introduction Générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: Généralité.

I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1 Caractéristiques géométriques.....	2
I.2.2 Données du site.....	2
I.3 Caractéristiques des matériaux	2
I.3.1 Béton.....	3
I.3.1.1 Caractéristiques mécaniques du béton.....	3
I.3.2 Acier.....	6
I.3.2.1 Caractéristique mécaniques de l'acier.....	6
I.4. Les éléments structuraux	8
I.4.1 Plancher.....	8
I.4.2 Choix du contreventement.....	9
I.5 Hypothèses de calcul.....	10
I.5.1 Etats limites	10
I.6 Actions et sollicitations	10
I.6.1 Actions.....	10
I.6.2 Combinaisons de calcul.....	11
I.7 Règlement et normes utilisées	11
I.8 Logiciels utilisés	12
Conclusion.....	12

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II .1 Introduction.....	13
II .2 Pré dimensionnement des éléments	13
II .2.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux.....	13
II.2.2 Dalles pleines (Balcons).....	14
II.2.3 Pré dimensionnement des voiles	16
II.2.4 Pré dimensionnement des escaliers	17
II.2.5 pré dimensionnement des poutres	19
II.2.6 pré dimensionnement des poteaux.....	20
II.2.7 pré dimensionnement de l'acrotère	21
II.3 Evaluation des charges et surcharges.....	22

II.3.1 Evaluation des charges des plancher.....	22
II.3.2 Evaluation des charges des murs.....	23
II.3.3 Evaluation des charges des balcons	24
II.3.4 Evaluation des charges des voiles	25
II.3.5 Evaluation des charges des escaliers.....	25
II.3.6 Evaluation des charges des acrotères	26
II.4 Descente des charges.....	27
II.4.1 Poteau d'angle.....	28
II.4.2 Poteau de rive	31
II.4.2 Poteau intermédiaire.....	34
Conclusion.....	39
III.1 Introduction.....	40
III.2 Acrotère.....	40
III.2.1 Définition	40
III.2.2 Hypothèse de calcul	41
III.2.3 Evaluation des charges.....	41
III.2.4 Sollicitation.....	41
III.2.5 Ferrailage de l'acrotère.....	41
III.3 Etude du Balcon	45
III.3.1 Introduction	45
III.3.2 Evaluation des charges.....	46
III.3.3 Sollicitations de calcul.....	46
III.3.4 Calcul de ferrailage.....	47
III.3.5 Vérification de l'effort tranchant.....	48
III.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS.....	48
III.3.7. Vérification de la flèche.....	49
III.4 Etude des escaliers	53
III.4.1 Introduction.....	53
III.4.2 Evaluation des charges.....	53
III.4.3 Calcul des sollicitations	54
III.4.4 Calcul de Ferrailage	58
III.5 Calcul de la poutre palière	63
III.5.1 Introduction.....	63

III.5.2 Evaluation des charges.....	64
III.5.3 Calcul des sollicitations	64
III.5.4 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	69
III.6 Calcul les planchers	72
III.6.1 Introduction.....	72
III.6.2 Calcul des poutrelles.....	72
III.6.2.1 Disposition des poutrelles	72
III.6.2.2 Dimensions de la poutrelle	72
III.6.2.3 Différents types des poutrelles	73
III.6.2.4 Calcul les sollicitations des charges et surcharges des poutrelles.....	73
III.6.2.5 Choix de la Méthode de calcul.....	74
III.6.2.6 Choix de la méthode de calcul des sollicitations.....	77
III.6.2.7 Sollicitations dans les différents types des poutrelles.....	77
III.6.2.8 Ferrailages des poutrelles.....	88
III.6.3 Etude de la dalle de compression.....	107
Conclusion.	108

Chapitre IV : Etude sismique

IV. Etude sismique.....	109
IV.1 Introduction	109
IV.2 Présentation du logiciel ROBOT.....	109
IV.3 Objectif de l'étude sismique	109
IV.4 Méthodes de calcul	109
IV.4.1. Méthode statique équivalente	110
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale	111
IV.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	112
IV.5. Choix de la méthode de calcul	112
IV.5.1. Critères de classification par RPA 99 version 2003.....	112
IV.6.Application de la méthode statique équivalente.....	114
IV.6.1.Calcul de la force sismique totale.....	114
IV.7. Méthode dynamique modale spectrale.....	117
IV.8.Disposition des voiles	119
IV.9.Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	119
IV.9.1.Mode de vibration et taux de participation des masses.....	119
Conclusion.....	128

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction	129
V.2 Etude des Poteaux.....	129
V.2.1 Combinaison spécifique de calcul :	129
V.2.2 Armatures longitudinales.....	130
V.2.3 Armatures transversales.....	130
V.2.4 Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	131
V.2.5 Calcul des armatures longitudinales.....	132
V.2.6 Ferrailage des Poteaux (45x45) cm.....	133
V.3 Etude des Poutres.....	136
V.3.1 Ferrailage des poutres	137
V.3.2 Calcul du ferrailage	138
V.3.3 Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	143
V.3.4 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	148
V.4 Etude des voiles	148
V.4.1 Combinaisons des actions	148
V.4.2 Méthode de calcul	150
V.4.3 Ferrailage des voiles	151
V.4.4 Schéma de ferrailage de des voiles	156
Conclusion	156

Chapitre VI : Etude de fondation

VI.1 Introduction	157
VI.2 Classification des fondations	157
VI.3 Combinaisons de calcul.....	158
VI.4 Dimensionnement et calcul des semelles.....	158
VI.4.1 Dimensionnement des semelles isolées	158
VI.4.2 Semelles Filantes sous poteaux.....	159
VI.4.3 Calcul de ferrailage.....	161
VI.4.4. Semelle filante sous voile	162
VI.4.5. Ferrailage de la semelle filante.....	163
VI.4.6 Longrine	165
Conclusion.....	167

Conclusion général

Référence bibliographique

Annexes

Liste des tableaux.

Chapitre I : Généralité

Tableau I.1 : La limite d'élasticité de l'acier.....	6
--	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant + RDC.....	23
Tableau II.3 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	24
Tableau II.4 : Evaluation des charges des murs intérieurs.	24
Tableau II.5 : Evaluation des charges du balcon.....	24
Tableau II.6 : Evaluation des charges du voile.....	25
Tableau II.7 : Evaluation des charges du palier.....	25
Tableau II.8 : Evaluation des charges du paillasse.....	26
Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.....	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 1.....	48
Tableau III.2 : Vérification à l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 1.....	49
Tableau III.3 : Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 2.....	51
Tableau III.4 : Vérification à l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 2.....	52
Tableau III.5: Evaluation de charges escalier.....	54
Tableau III.6: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	59
Tableau III.7: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	60
Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	61
Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	61
Tableau III.10 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	66
Tableau III.11 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.....	68
Tableau III.12 : Les combinaisons d'action.....	73
Tableau III.13 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles....	77
Tableau III.14: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 2)	81
Tableau III.15: Sollicitation à l'ELS (poutrelle type 2).....	81
Tableau III.16: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 3).....	82
Tableau III.17: Sollicitation à l'ELS (poutrelle type 3).....	83
Tableau III.18: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 2).....	85

Tableau III.19:Sollicitation à l'ELS (poutrelle type 2).....	86
Tableau III.20:Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 3).....	86
Tableau III.21:Sollicitation à l'ELS (poutrelle type 3).....	87
Tableau III.22:Les sollicitations maximums à ELU.....	88
Tableau III.23:Les sollicitations maximums à ELS.....	88
Tableau III.24:Tableau de ferrailage à l'ELU.....	89
Tableau III.25:Tableau de ferrailage à l'ELU.....	90
Tableau III.26:Tableau de ferrailage à l'ELU.....	91
Tableau III.27:Vérification des contraintes à l'ELS.....	94
Tableau III.28 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	94
Tableau III.29:Tableau de ferrailage à l'ELU.....	98
Tableau III.30:Tableau de ferrailage à l'ELU.....	99
Tableau III.31:Tableau de ferrailage à l'ELU.....	100
Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau III.33: Vérification des contraintes à l'ELS.....	104
Tableau III.34: Les schémas de ferrillages des poutrelles	107

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités	116
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation.....	121
Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	121
Tableau IV.4 : Vérification des déplacements pour le sens xx.....	122
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements pour le sens YY.	122
Tableau IV.6 : Vérification à L'effet P-Δ.	123
Tableau IV.7 : Vérification à L'effet P-Δ	124
Tableau IV.8 : Vérification selon RPA / version 2003 des dimensions des poteaux.....	124
Tableau IV.9 : Centre de masse et centre de torsion.	125
Tableau IV.10 : Vérification de L'excentricité accidentelle.	126
Tableau IV.11 : Vérification de renversement de la Tour sens xx.....	127
Tableau IV.12 : Vérification de renversement de la Tour sens yy.....	127

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.....	132
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	132
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.	134
Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres	137

Tableau V.5 : Sollicitations de la poutre principale et la poutre secondaire	138
Tableau V.6 : Ferrailage des poutres secondaires.	144
Tableau V.7 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.....	151
Tableau V. 8 : Sollicitations et ferrailage du voile ($L = 5.3$ m) ..	153
Tableau V.9 : Sollicitations et ferrailage du voile ($L = 5.3$ m) ..	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.....	160
--	-----

Liste des figures :

Chapitre I: Généralité

Figure I.1: Diagramme Déformation-Contrainte du béton.	5
Figure I.2: Diagramme Contraintes-Déformations du béton à l'ELS.....	6
Figure I.3 : Diagramme de contraintes-déformation de l'acier.....	6
Figure I.4 : plancher corps creux.....	8
Figure I.5 : Dalle pleine.....	8

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	13
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.....	14
Figure II.3 : Dimension du balcon.....	16
Figure II.4: Coupes de voiles en élévation.	16
Figure II.5 : Schéma de l'escalier.	17
Figure. II.6: Dimension des poutres principales et secondaires.....	20
Figure. II.7 : Les Poteaux.....	21
Figure. II.8. L'acrotère.....	22
Figure II.9 : Coupe plancher terrasse.....	22
Figure II.10: Plancher étage courant, R.D.C.....	23
Figure II.11 : Murs extérieurs.....	23
Figure II.12:Acrotère.....	26
Figure II.13: Surface afférente du poteau d'angle.....	28
Figure II.14. Surface afférente du poteau de rive.....	31
Figure II.15: Surface afférente du poteau intermédiaire.....	34

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Figure III .1: Acrotère.....	40
Figure III .2: Section de Calcul d acrotère.....	41
Figure III.3 : Ferrailage d'Acrotère.....	45
Figure III.4:Schéma statique du balcon type1.....	46
Figure III.5:Schéma de ferrailage du balcon type 1.....	50

Figure III.6:Schéma statique du balcon type2.....	50
Figure III.7:Schéma de ferrailage du balcon type 2.....	52
Figure III.8 : Coupe en Elévation de l'Escalier.....	53
Figure III.9:Evaluation des charges.....	54
Figure III.10:Effort tranchant et moment fléchissant à E.L.U	56
Figure III.11:Effort tranchant et moment fléchissant à E.L.S.....	58
Figure III.12:Schéma de ferrailage d'escalier.....	63
Figure III.13:Evaluation des charges.....	64
Figure III.14:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	71
Figure III.15:Schéma d'une poutrelle.....	72
Figure III.16:Effort tranchant d'une poutre à de 2 travées.....	75
Figure III.17:Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	75
Figure III.18 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	76
Figure III.19 : Diagramme des moments à ELU (type 1).....	79
Figure III.20 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 1).....	79
Figure III.21 : Diagramme des Moments à ELU (type 2).....	82
Figure III.22 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 2).....	82
Figure III.23 : Diagramme des moments à ELU (type 3).....	83
Figure III.24 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 3).....	83
Figure III.25 : Diagramme des moments à ELU (type 1).....	84
Figure III.26 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 1).....	85
Figure III.27 : Diagramme des moments à ELU (type 2).....	86
Figure III.28: Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 2).....	86
Figure III.29 : Diagramme des moments à ELU (type 3).....	87
Figure III.30: Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 3).....	87
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	108

Chapitre V : Etude sismique

Figure IV.1 : Plan 3D.....	113
Figure IV.2: Spectre de réponse.....	118
Figure IV.3 : Disposition des voiles.....	119
Figure IV.4 : mode 01 : $T = 0.44$; translation selon (y-y).....	119
Figure IV.5: mode 02 : $T = 0.39$; translation selon (x-x).....	120
Figure IV.6 : mode 03 : $T = 0.39$; rotation selon (z-z).....	120

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Représentation schématique Poteau (45×45).....	132
Figure V.2 Schéma de ferrailage des poteaux.....	136
Figure V.3 : Les moments sur les poutres principales (ELU).....	138
Figure V.4 : Les moments sur les poutres secondaires (ELU)	139
Figure V.5 : Ferrailage de la poutre principale.....	143
Figure V.6 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	148
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)...	149
Figure V.8 : s voiles selon xx et yy.....	150
Figure V.9 : Schéma de ferrailage des voiles	156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.....	162
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voile.....	164
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de Longrine.....	167

Résumé :

الملخص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي زائد 06 طوابق، بولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99) اشتملت الدراسة على أربعة أجزاء :
الجزء الأول يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم إعطاء الأبعاد الأولية لعناصر البناية مع إعطاء حمولة كل عنصر.
الجزء الثاني يهدف إلي دراسة العناصر الثانوية (الروافد الثانوية، السلم، الشرفة، المصعد والجدار الواقي).
الجزء الثالث يشتمل على الدراسة الديناميكية للبناية باستعمال برنامج ROBOT 2014 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تساعد على حساب تسليح مختلف العناصر الحاملة في البناية.
الجزء الأخير يتضمن الأجزاء الحاملة في البناية (الأعمدة، الروافد، الجدران الحاملة والأساسات)

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus 6 étages, implanté dans la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99/V2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'escalier, le balcon, l'ascenseur et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel ROBOT 2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondations).

Abstract :

This project presents a detailed study of an regularly shaped building used for residential consists of a ground floor addition 6 floors, implanted in the Wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99/V2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99/v2003, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, balcony, elevator & parapet).

The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by software ROBOT 2014 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (columns, beams, walls sails & foundation).

Introduction générale :

Introduction générale :

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui traite la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée plus 6 étages à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya de MILA, notre site est classée en zone sismique IIa sur la carte sismique établie par l'RPA version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

Pour cette étude, Tous les calculs sont entrepris conformément aux BAEL 19, RPA version Parasismique Algérien et aussi le document technique réglementaire D.T.R.B.C.2.2.

Notre travail a été organisé en 6 chapitres :

- Le 1^{er} chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment avec une présentation des caractéristiques des matériaux
- Le 2^{ème} chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux sous l'effet des charges supportées.
- Le 3^{ème} chapitre a pour objectif des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier ...)
- Le 4^{ème} chapitre portera sur l'étude sismique et modalisation de la structure selon la règle de RPA 99 version 2003 et en utilisant le ROBOT 2014 pour modalisation.
- Le 5^{ème} chapitre calcul des ferraillements des éléments structuraux à partir des résultats de fichier donnée par logiciel ROBOT 2014.
- Le 6^{ème} chapitre : l'étude des fondations

Chapitre I: *Généralités*

I-1.Introduction :

L'étude d'un ouvrage en béton armé est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de construction, qui est indispensable pour l'ingénieur de génie civil pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'ouvrage.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description complète du projet à et la définition des différents éléments ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, en citant les différents règlements et normes suivis.

Pour cela, nous allons utiliser dans nos calculs les règles de RPA99 version 2003 [1], les règles de BAEL91 [2] et moyennant le logiciel de calcul (ROBOT) [3].

I -2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation, compose d'un rez de chaussée plus six étages d'un système mixte (portique + voile).

Notre projet sera implanté dans ville de MILA, classée d'après les règlements parasismiques Algériennes [1], comme une zone de sismicité moyenne IIa.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

I -2.1. Caractéristiques Géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué de deux blocs symétries de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- Longueur du bâtiment en Plan : 19.39 m.
- Largeur du bâtiment en plan : 28.96 m.
- Hauteur du RDC : 3.06 m.
- Hauteur des étages courants : 3.06 m.
- Acrotère : 0.5m.
- Hauteur totale du bâtiment : 21.42 m.

I -2.2. Données du site:

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02.
- Le site est considéré comme site meuble.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2\text{bar}$.

I -3. Caractéristiques des matériaux :

Le béton armé se compose de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.

-Un matériau homogène qui est l'acier.

Le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction par contre l'acier offre une bonne résistance de traction. À Partir de ces deux matériaux il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond à mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I-3.1.Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage. Il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés [4].

La composition d'un 1m³ du béton ordinaire est la suivante :

-Ciment 350 kg /m³ (7sacs)

-Sable 400l/m³ Cg ≤ 5 mm

-Gravillons 800l/m³ Cg ≤ 25 mm

-D'eau de gâchage 160~180l/m³ (est différent de l'été à l'hiver)

•**L'ouvrabilité** : C'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité.

•**Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement, il égale à 3‰ de la longueur d'élément.

•**La dilatation** : Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10-5, pour une variation de ± 20° C donc la dilatation est de 2‰ de la longueur d'élément.

•**Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoqué dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I-3.1.1.Caractéristiques mécaniques du béton:

•Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de dimensions (16× 32) cm. On peut admettre (BAEL91 [2] article A.2.1.1.1) que pour $j \leq 28$ la résistance de béton La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.4 + 0.95j} \right] \times f_{c28} \text{ pour } f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] \times f_{c28} \text{ pour } f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \text{ pour } j > 28 \text{ jour.}$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jours. On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

•Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction noté (f_{tj}) ce qui est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

•Modules de déformation longitudinale :

On distingue deux les modules de Young instantané et différée :

- Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} : Ce module est utilisé pour les calculs des contraintes normales d'une durée d'application inférieure 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (BAEL91 [1] article A.2.1.2.1).}$$

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) D'où: $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$

-Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} : Ce module permet de calculer la déformation finale du béton sous des contraintes de longue durée d'application.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (BAEL91 [2] article A.2.1.2.2).}$$

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) D'où : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

Avec exprime en MPa.

•Coefficient de poisson:

Par définition, Le coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. (BAEL91 [2] article A.2.1.3).

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations ELU.} \\ \nu = 0.2 & \text{pour le calcul des déformations ELS.} \end{cases}$$

•Contraintes limites :

Selon le BAEL91 [1] on distingue deux états limites:

-Etat limite ultime E.L.U : La contrainte de béton à l'état limite ultime est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

-Le coefficient réducteur 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ cas d'actions accidentelles.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre projet $f_{cj}=25\text{MPa}$:

$\gamma_b = 1.5$Cas des situations durables ou transitoire. $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1.15$Cas des situations accidentelles. $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg / cm}$.

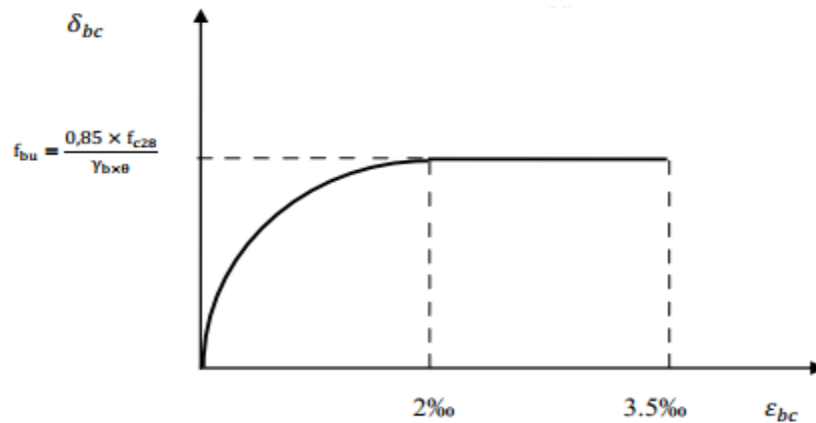


Figure I .1: Diagramme Déformation-Contrainte du béton. [4]

-Contrainte limite de cisaillement : Selon le (BAEL91 [2] article A.5.1.1) La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

v_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

-La contrainte admissible de cisaillement :

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa. (BAEL91 [2] article A.5.1.2.1.1).}$$

Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa. ([2] article A.5.1.2.1.1).}$$

Etat limite de service E.L.S : Dans le cas de l'ELS La contrainte de compression de béton à l'E L S est limitée par σ_{bc} avec :

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

$$\sigma_{bc=0.6 f_{c28}} \rightarrow \sigma_{bc}=15 \text{ Mpa.}$$

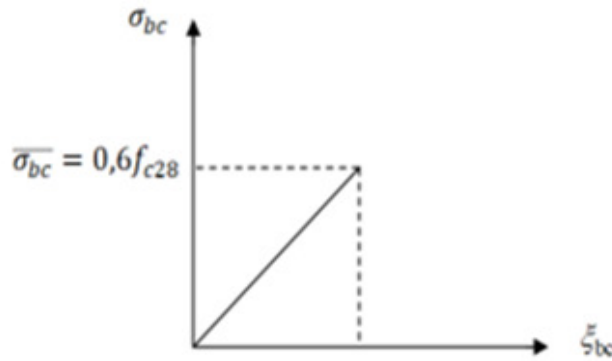


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS. [4]

I-3.2.Acier :

I-3.2.1.Caractéristiques mécaniques de l'acier :

L'acier est un alliage métallique de fer et de carbone en faible pourcentage, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion.

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$

Tableau I.1 : La limite d'élasticité de l'acier : [1]

Type	Nuance	F _e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22 F _e E24	215 235	Emploi courant Epingles de levage des pièces préfabriquées.
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40 F _e E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfilés HA Type 3	F _e TE40 F _e TE50	400 500	Emploi sous forme des barres droites ou des treillis
Treillis soudés lisses Type 4	TSL TSHA	500 520	Emploi courant.

*On utilise l'acier à haut adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité $f_e=400$ MPa) pour les armatures longitudinales et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e= 235$ MPa).

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

f_e : Limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s=1.5$ Action courant.

$\gamma_s=1$ Action accidentelle.

$\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$ Allongement unitaire de l'acier.

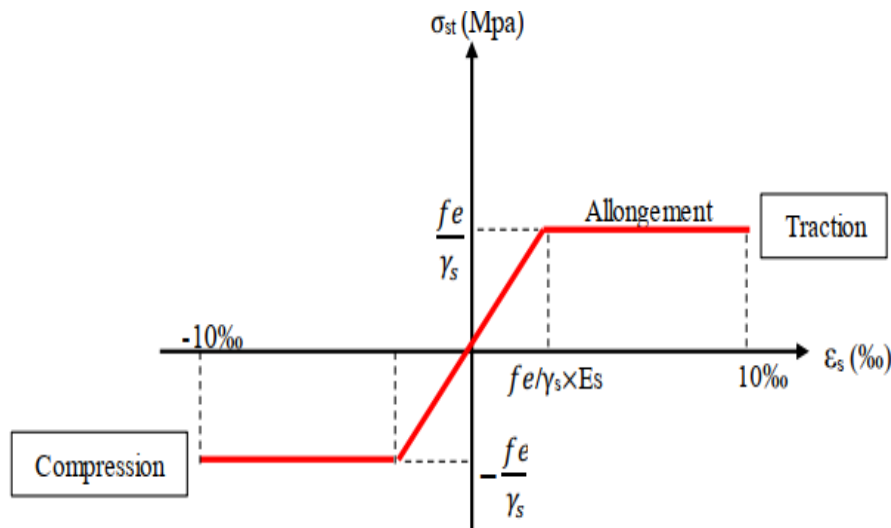


Figure I.3 : Diagramme de contraintes-déformation de l'acier. [4]

●**Contrainte limite de service**: la contrainte σ_{st} dépend uniquement de la nature des fissures dans le béton, on distingue :

*Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

*Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ (BAEL91 [2] article A.4.5.3.3)}$$

*Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ (BAEL91 [2] article A.4.5.3.3)}$$

Avec

η : Coefficient de fissuration $\rightarrow \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les RL.} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les HA.} \end{cases}$

•**Coefficient d'équivalence:** Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ Avec :}$$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I-4. Eléments structuraux :

I-4.1. Plancher:

-Tous les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

-Les balcons et paliers palliasse d'escalier seront réalisés en dalles pleines

-Les plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

-Plancher corps creux : pour le RDC et les étages courant.

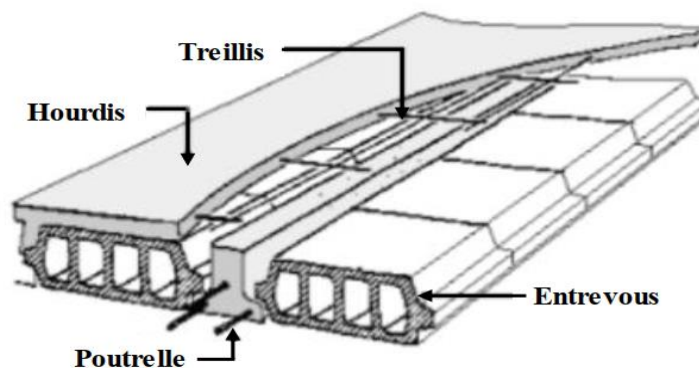


Figure I.4 : plancher corps creux. [4]

-Dalle pleine : Pour les balcons

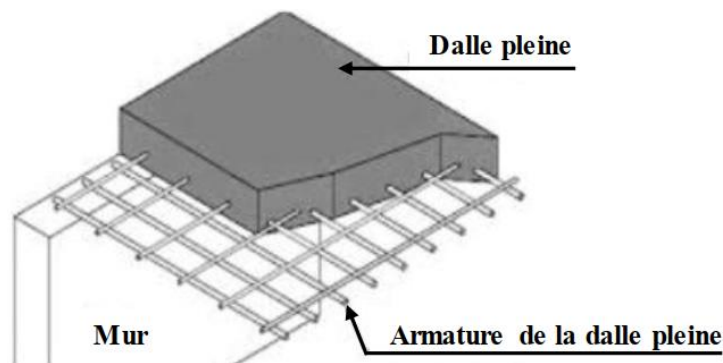


Figure I.5 : dalle pleine. [4]

I -4.2. Choix du contreventement :

Le contreventement est assuré par les voiles et les portiques qui concernent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. il y a un certain nombre de conditions pour vérifier :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

En utilisant pour cela :

- * Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- * Des portiques constitué par des poteaux et des poutres.

I -4.2.1.Cage d'escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, composée d'un palier et de paillasse, et ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

I -4.2.2. Acrotère :

Dans notre projet la terrasse étant inaccessible, réalisé en béton armé de 60 cm d'ateur et de 15 cm d'épaisseur.

I -4.2.3.Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

-**Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses compose :

- Brique creuse de 15 cm.
- Un vide de 5 cm.
- Brique creuse de 10 cm.

Murs intérieurs: Ils sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I -4.2.4.Fondation:

L'infrastructure assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

I -4.2.5. Balcons:

Sont réalisés en consoles par dalle pleine en béton armé.

I-5.Hypothèses de calcul :**I .5.1.Etats limites :**

I-51.1.Etat limite ultime : Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- A cause de sa faible résistance en traction Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à:
 $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$: Sections partiellement comprimées.
 $\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: Sections totalement comprimées «faible excentricité».
- L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$.
- L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.
- Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.
- Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

I -5.1.2.Etat limite service : Les hypothèses de calcul sont :

- Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable ;
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$.
- Les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\epsilon_{cu} < 2 \text{ ‰}$ ».

I-6. Actions et sollicitations:**I.6.1 .Actions :**

Les actions sont l'ensemble des charge (permanent, exploitation, climatique...) qui appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue :

➤ **Actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.6.2. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables :
- A l'état limite ultime (ELU) : $1.35 G + 1.5 Q$.
- A l'état limite de service (ELS) : $G + Q$.
- Situations accidentelles : utilisées dans notre étude selon le (RPA99/version 2003) [1] :

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

I.6.3. Sollicitations :

Les sollicitations sont des forces et des moments produits par les actions dans les éléments d'une construction et on compte :

- Effort Normal N .
- Effort Tranchant V .
- Moment Fléchissant M_f .
- Couple de Torsion T .

I.7 Règlement et normes utilisées :

On utilise pour le calcul de notre étude les règlements suivants :

- [CBA93] [5] (Codes du Béton Armé).
- [RPA99]/ révisée 2003[1] (Règles Parasismiques Algériennes).
- Le Règlement [BAEL 91] modifié 99[2] (Béton Armé aux Etats Limites).
- [DTR- B.C.2.2]. [6] (Document Technique Réglementaire charges et surcharge).

I.8 Logiciels utilisés :

Pour étudier une construction, on a utilisé plusieurs codes numériques comme SAP, ETABS, AUTOCAD, ROBOT... .

Dans notre projet, on a choisis de calculer par ROBOT.

Par définition, le logiciel Auto desk Robot structural Analyses professionnel propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction.

Conclusion :

Dans ce 1er chapitre, nous avons cité les différents matériaux choisis pour le projet et leurs caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi que les codes et règlement vigueur.

Ainsi qu'une présentation architecturale et technique du bâtiment étudié

Chapitre II : *Pré-dimensionnement*

II.1.Introduction :

Le but de pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, selon les réglementations du [RPA 99/ version 2003][1], le [BAEL91][2] et le [CBA93][5].

Dans ce chapitre, on va faire un pré-dimensionnement et une descente de charge pour chaque élément de la structure.

II.2.Pré-dimensionnement des éléments:

II.2.1.Pré-dimensionnement du plancher à corps creux:

Les plancher sont en corps creux, il est constitué de poutrelles semi préfabriquées ou coulée sur place et une dalle de compression.

Selon le (CBA93 [5] article B.6.8.4.2.4), L'épaisseur du plancher doit satisfaire la condition de la flèche suivant :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L = \min (L_X^{\max}, L_Y^{\max})$$

$$L = \min (350, 399)$$

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55 \text{ cm}$$

$$h_t = 16 + 4$$

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

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} \rightarrow \text{corps creux.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm} \rightarrow \text{table de compression.} \end{array} \right.$

On adopte une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$.

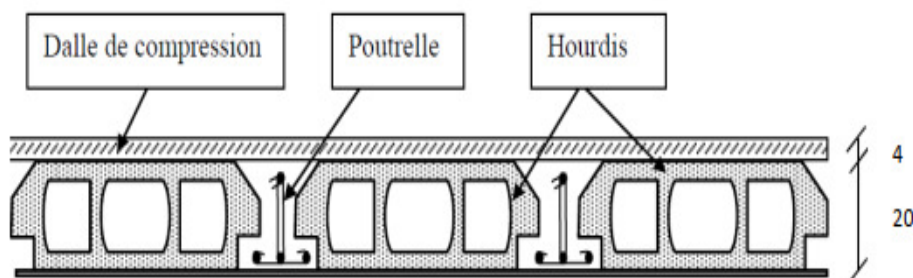


Figure II.1 : Plancher à corps creux. [4]

❖ Les poutrelles :

Les nervures sont des petites poutres coulées sur place formant l'ossature du plancher. Elles se calculent comme des sections en T, à la flexion simple. La longueur de la dalle de compression à prendre de chaque côté est définie par :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l_n : La distance entre nus de deux nervures.

L : la largeur de la nervure.

Donc : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

➤ La largeur de la table de compression est définie par :

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t$$

$$0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20$$

$$8 \leq b_0 \leq 16$$

On adopte: $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc : $b = 65 \text{ cm}$

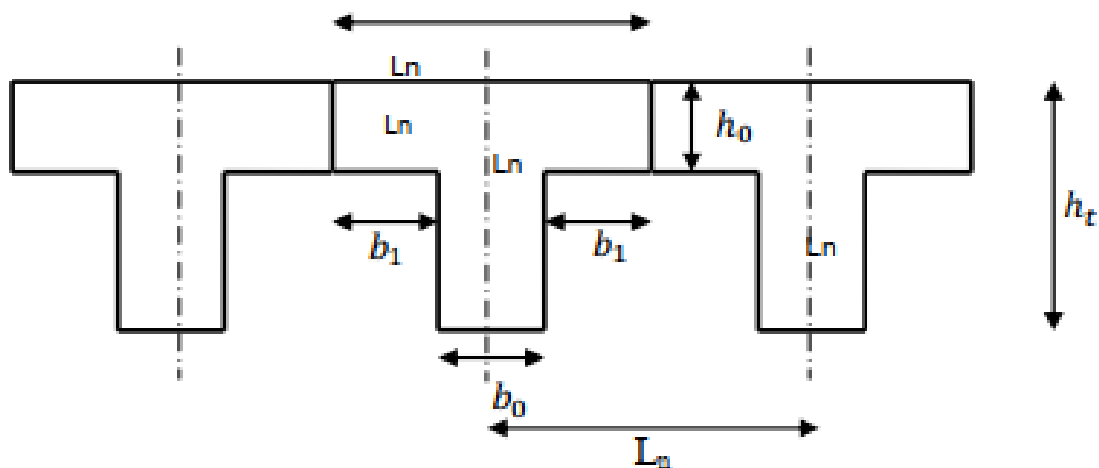


Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle. [4]

II.2.2 Dalles pleines (Balcons) :

Le balcon est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une épaisseur (e) est petite par rapport aux deux portées L_x et L_y .

On désigne par L_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement est déterminé à partir des conditions ci-après :

❖ Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ → pour une heure de coupe- feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ → pour deux heures de coupe- feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ → pour quatre heures de coupe- feu.

❖ Isolation acoustique :

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique à partir les règles techniques (CBA93) [5].

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

❖ Résistance à la flexion :

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

- Pour une dalle sur un seul appui: $e > \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis $\rho \leq 0.4$ $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $0.4 \leq \rho \leq 1$ $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : Est la petite portée $L_x < L_y$ du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas on a 2 types :

Type 1: Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 6^{ème} étages)

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{4} = 0.35$$

$\rho = 0.35 < 0.4$ → Travaille dans un seul sens

$$\frac{140}{35} < e < \frac{140}{30}$$

$$4 < e < 4.67$$

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

Type 2: Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 6^{ème} étages)

$$L_x = 1.34 \text{ m}$$

$$L_y = 3.58 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.34}{3.58} = 0.37$$

$\rho = 0.36 < 0.4$ → Travaille dans un seul sens

$$\frac{134}{35} < e < \frac{134}{30}$$

$$3.83 < e < 4.67$$

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

Remarque :

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable.

On adopte une épaisseur $e = 15$ cm.

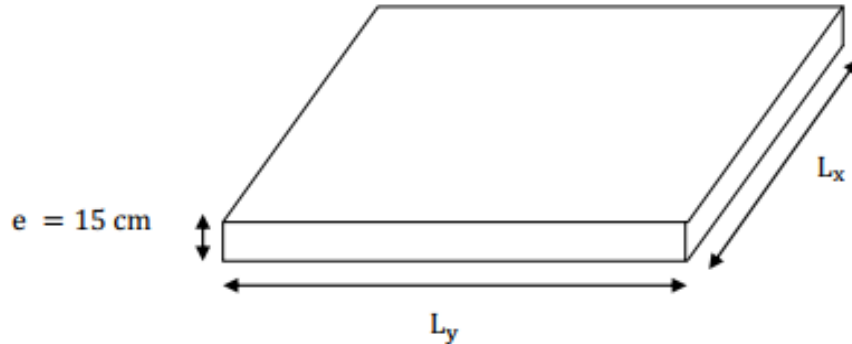


Figure II.3: Dimension du balcon. [4]

II.2.3 Pré dimensionnement des voiles :

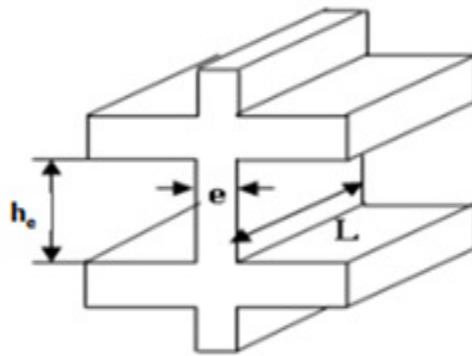


Figure II.4: Coupe de voile en élévation. [4]

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.

D'après le (RPA/V2003) [1], les voiles de contreventement les voiles satisfaisant les Conditions suivantes :

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur des voiles ($a_{\min} = 15$ cm).

h_e : Hauteur libre d'étage.

A partir de la hauteur d'étage $= 3.06$ m, et la rigidité aux extrémités on a:

La hauteur libre d'étage = 3.06 - 0.20 = 2.86 m

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{286}{25} = 11.44 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$a \geq 14.3 \text{ cm}$

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

Vérification de la condition $L \geq 4a$:

- Sens longitudinal : $= 120 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm}$ (vérifier).
- Sens transversale : $= 430 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm}$ (vérifier).

II.2.4. Pré dimensionnement des escaliers :

II.2.4.1. Caractéristique technique :

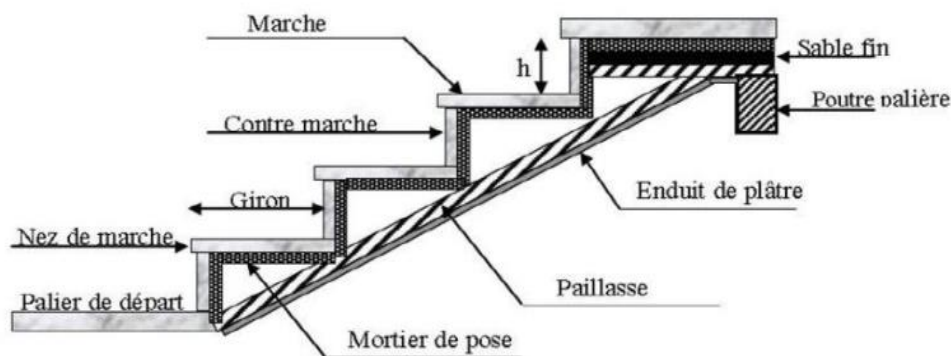


Figure II.5 : Schéma de l'escalier

-L'emmarchement: Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement de 1 à 1,5m.

-Les marches et les contres marches : On distingue un seul type d'escaliers : servent à relier les planchers de tous les étages (cage d'escalier).

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

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

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L}{n-1}$$

Avec :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour une bonne réalisation on prend : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

On a:

$$m = 2h + g = 2(17) + 30 = 64$$

$$59 \text{ cm} \leq m = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

La hauteur de volé est égale à

$$H_v = \frac{H}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m.}$$

-Nombre des contres marches :

$$n = \frac{H_v}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

-Nombre des marches :

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

-La ligne de foulée :

$$L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4$$

-Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

-Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotées.

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) l$$

$$\text{Avec } l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(32.52)} = 2.85 \text{ m.}$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 285$$

$$e = (9.5 \div 14.25) \text{ cm}$$

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

On adopte la même épaisseur de palier et paillasse.

II.4.2.Poutre palière :

(BAEL 91)[2]:

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad 23.33 \leq h \leq 35$$

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

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 10.5 \leq b \leq 24.5$$

$$\text{On adopte } b = 30 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} & h = 35 > 30\text{ cm} & \rightarrow & CV \\ b \geq 20\text{cm} & b = 30 > 20\text{ cm} & \rightarrow & CV \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 & 1 \leq \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 & \rightarrow & CV \end{cases}$$

II.2.5. Pré dimensionnement des poutres :

Le rôle des poutres est de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres est déterminé à partir des conditions suivantes :

❖ D'après le(BAEL) [2] :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

❖ D'après le(RPA) [1]:

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \text{ (Article 7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec:

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

II.2.5.1 Poutres principales:

$L_{\max}$: La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

$$L_{\max} = 434 - 35 = 400 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 26.7 \leq h \leq 40 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

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

$b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} & h = 40 > 30\text{ cm} & \rightarrow & CV \\ b \geq 20\text{cm} & b = 30 > 20\text{ cm} & \rightarrow & CV \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 & 1 \leq \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 & \rightarrow & CV \end{cases}$$

Soit $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

II.2.5.2 Poutres secondaires:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, La longueur maximale est donné

$$\text{par : } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

Soit : $L_{\max} = 385 - 35 = 350 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 23.33 \leq h \leq 35 \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{cases}$$

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

$b = 30 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} & h = 35 > 30 \text{ cm} & \rightarrow & CV \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 > 20 \text{ cm} & \rightarrow & CV \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 & 1 \leq \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 & \rightarrow & CV \end{cases}$$

Soit $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

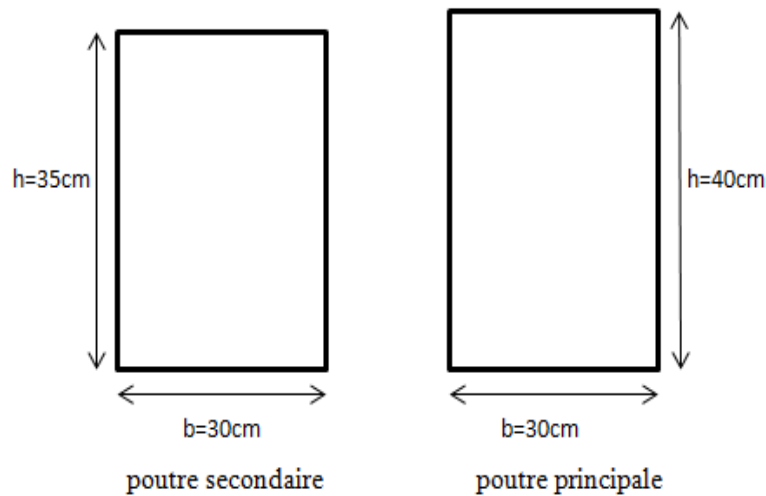


Figure. II.6: Dimension des poutres principales et secondaires.

II.2.6 Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, Ils sont destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations.

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple selon les règles du (BAEL91.art B.8.4, 1) [2].

La section du poteau obtenu doit satisfaire les conditions minimales imposées par le (RPA99.Article 7.4.1) :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

b : Longueur de poteau.

h : Hauteur de poteau.

On prend pour un pré dimensionnement une section carrée de:

$35 \times 35 \text{ cm}^2$: pour tous les poteaux des (RDC+6 étage).

Vérification(RPA99) [1] :

-Pour : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

$\min(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\min(35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ CV

$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$ CV

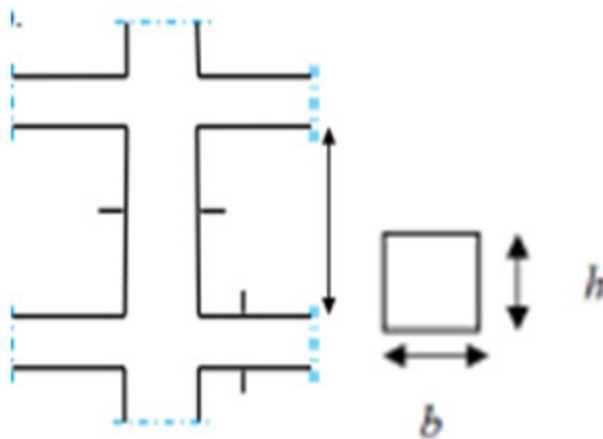


Figure. II.7 : Les Poteaux.

II.2.7.Pré-dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

On prend $H = 50 \text{ cm}$ Pour la terrasse inaccessible.

$$S_{\text{inacc}} = 15 \times 50 + \frac{10 \times 5}{2} + 5 \times 10$$

$$S_{\text{inacc}} = 0.0825 \text{ m}^2$$

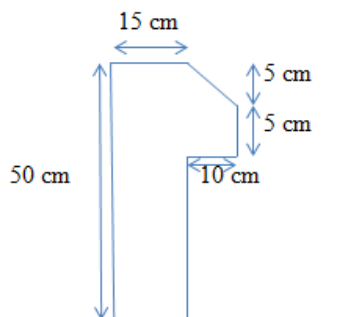


Figure II.8. L'acrotère.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le rôle de descente de charges est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1. Evaluation des charges des plancher :

II.3.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

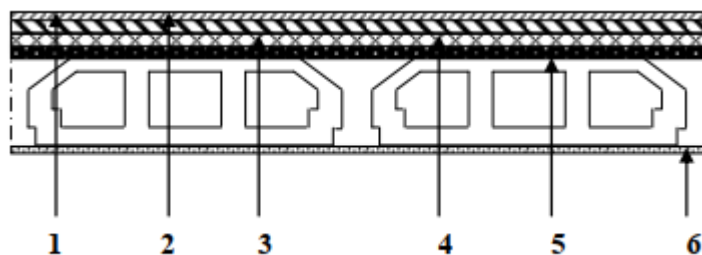


Figure II.9 : Coupe plancher terrasse. [4]

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Gravillons roulés de protection	5	20	1
2-étanchéité multicouches	2	6	0.12
3-forme de pente	10	22	2.2
4-isolation thermique	4	4	0.16
5-plancher à corps creux	16+4	14.25	2.85
6-enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G= 6.53
Charge d'exploitation			Q=1.00

-Charge permanente $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.3.1.2. Planchers étages courant + RDC:

les planchers des étages courant sont en corps creux.

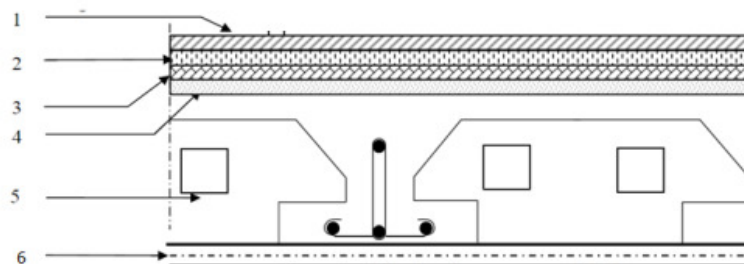


Figure II.10: Plancher étage courant, R.D.C. [4]

Tableau II.2 : Evaluation des charges d'étage courant+ RDC. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Revêtement carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Enduit de ciment	2	18	0.36
5-Cloison	10	09	0.9
6-Plancher à corps creux	16 + 4	14.25	2.85
7-Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G= 5.51
Charge d'exploitation			Q= 1.50

-Charge permanente $G = 5.51 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2. Evaluation des charges des murs :

II.3.2.1. Murs extérieurs (double paroi) :(épaisseur $e=30\text{cm}$)

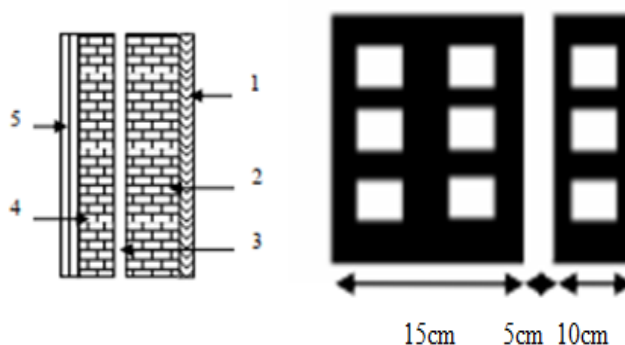


Figure II.11: schéma des murs extérieurs. [4]

Tableau II.3 : Evaluation des charges des murs extérieurs. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Brique creuse	15	9	1.3
3-L'âme d'air	5	0	0
4-Brique creuse	10	9	0.9
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 2.76

-Charge permanente $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2.2. Murs intérieurs : (Epaisseur $e = 10 \text{ cm}$) (Simple paroi):

Tableau II.4 : Evaluation des charges des murs intérieur. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Brique creuse	10	9	0.9
3-Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 1.3

-Charge permanente $G = 1.3 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3. Evaluation des charges des balcons : les balcons sont des dalles pleines.

Tableau II.5 : Evaluation des charges du balcon. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle pleine	15	25	3.75
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G = 5.31
Charge d'exploitation			Q = 3.5

-Charge permanente $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.4 Evaluation des charges des voiles : (épaisseur $a = 20$ cm)**Tableau II.6 :** Evaluation des charges du voile [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Mur en béton armé	20	25	0.9
3-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G= 5.56

-Charge permanente $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$.

II.3.5.Evaluation des charges des escaliers:**II.3.5.1.Palier :****Tableau II.7 :** Evaluation des charges du palier. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.4
3-Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle pleine	15	25	3.75
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
Charge permanente totale			G= 5.31
Charge d'exploitation			Q= 2.5

-Charge permanente $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.5.2.Paillasse :

Tableau II.8 : Evaluation des charges du Paillasse. [6]

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage horizontale	2	22	0.44
2-Carrelage verticale	2	22	0.44
3-mortier horizontale	2	20	0.4
4-mortier verticale	2	20	0.4
5- Lit de sable	2	18	0.36
6- Paillasse	15/cos 32.52	25	4.45
7- Marche	17/2	22	1.87
8-Enduit de ciment	2	18	0.36
9- Garde-corps			0.6
Charge permanente totale			G= 9.32
Charge d'exploitation			Q= 2.5

-Charge permanente $G = 9.32 \text{ KN/m}^2$.

-Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.6.Evaluation des charges des acrotères:

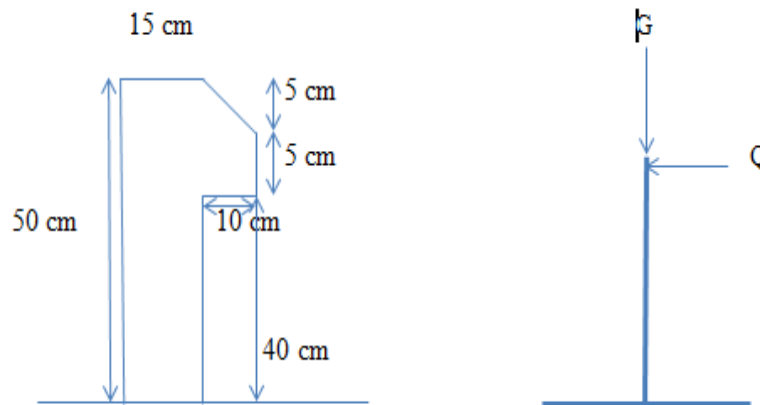


Figure II.12: acrotère.

$$S_{\text{inacc}} = 15 \times 50 + \frac{(10 \times 5)}{2} + 5 \times 10$$

$$S_{\text{inacc}} = 0.0825 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = S \times \rho$$

$$G = 2.06 \text{ KN/ml.}$$

-Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 18 (0.50 + 0.15 + \sqrt{0.1^2 + 0.05^2} + 0.05 + 0.10 + 0.4) = 0.472 \text{ KN/ml}$.

-La charge permanente totale est :

$$G = 2.06 + 0.472 = 2.53 \text{ KN/ml}$$

-Charge permanente $G = 2.53 \text{ KN/ml}$.

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

II.4. Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

-le poids propre de l'élément.

-la charge de plancher qu'il supporte.-la part de cloison répartie qui lui revient.

-Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

la descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers

-Le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

*Charge d'exploitation : DTR(B.C.2.2) [6].

La charge d'exploitation à prendre pour terrasse non accessible est : $Q=1.0 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour le plancher d'étage courant est : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

-notre projet d'un bâtiment(R+6) à usage d'habitation :

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

-Plancher 1^{er} au 8^{ème} (habitation) : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

*Surcharges différentes selon la loi de dégression : (DTR-B.C.2.2 article 6.3)[5]

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation, on adoptera

-Sous terrasse Q_0 .

-Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

-Sous étage 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

-Sous étage 3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

-Sous étage 4 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

-pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$.

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

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
6	$Nq_0=1.00$	1
5	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
4	$Nq_2=q_0+0.95(q_1+q_2)$	3.85
3	$Nq_3=q_0+0.90(q_1+q_2+q_3)$	5.05
2	$Nq_4=q_0+0.85(q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.1
1	$Nq_5=q_0+0.80(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
RDC	$Nq_6=q_0+0.75(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

II.4.1. Poteau d'angle :

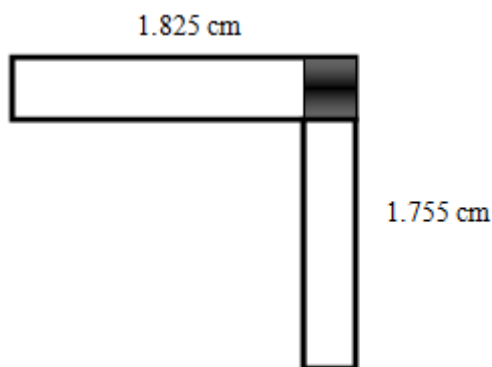


Figure II.13: Surface afférente du poteau d'angle.

La surface afférente:

$$S = (1.825 \times 1.775) = 3.2 \text{ m}^2.$$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 3.2 \times 6.53 = 20.90 \text{ KN} \\ Q = 3.2 \times 1 = 3.2 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage 1 à 6 +RDC :

$$\begin{cases} G = 3.2 \times 5.51 = 17.63 \text{ KN} \\ Q = 3.2 \times 1.5 = 4.8 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 1.755 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 5.27 \text{ KN} \\ G_{ps} = 1.825 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 4.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux

$$\begin{cases} G_{pot} = S \cdot h_e \cdot \rho \\ G_{pot} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.371 \end{cases}$$

Etage	Niveau	Elément	Poids propre(KN)	Surcharge(KN)
6	N1	Plancher terrasse	20.90	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	
		Total	30.96	3.20
	N2	Venant N1	30.96	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	52.94	
5	N3	Venant N2	52.94	
		Plancher étage	17.63	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	
		Total	80.63	8.00
	N4	Venant N3	80.63	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	102.61	
4	N5	Venant N4	102.61	
		Plancher étage	17.63	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	
		Total	130.30	12.32
	N6	Venant N5	130.30	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	152.28	
3	N7	Venant N6	152.28	
		Plancher étage	17.63	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	

	N8	Total	179.97	16.16
		Venant N7	179.97	
		Poteau(35× 35) cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	201.95	
2	N9	Venant N8	201.95	
		Plancher étage	17.63	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	
		Total	229.64	19.52
	N10	Venant N9	229.64	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	251.62	
1	N11	Venant N11	251.62	
		Plancher étage	17.63	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	
		Total	279.31	22.40
	N12	Venant N11	279.31	
		Poteau(35× 35) cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	301.29	
RDC	N13	Venant N12	301.29	
		Plancher étage	17.63	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	4.79	
		Total	328.98	24.80
	N14	Venant N13	328.98	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	12.61	
		Total	350.96	24.80

	ELU	1.35G = 473.80	1.5Q = 37.20
	Effort normal à base du Poteau	$N_u = 1.35G + 1.5Q$ $N_u = 511.00 \text{ KN}$	

II.4.2. Poteau de rive :

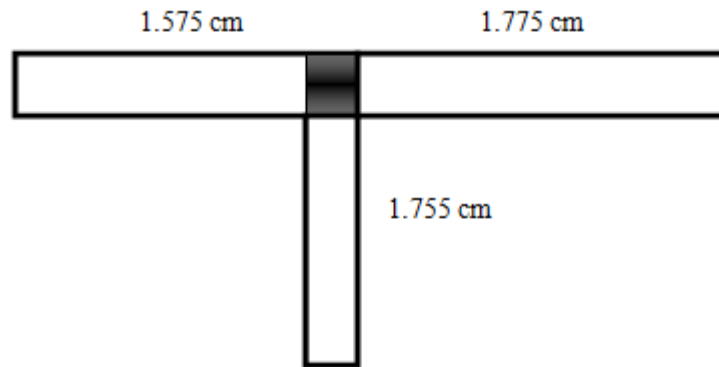


Figure II.14. Surface afférente du poteau de rive.

La surface afférente:

$$S = 1.755 (1.575 + 1.775) = 5.88 \text{ m}^2.$$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5.88 \times 6.53 = 38.40 \text{ KN} \\ Q = 5.88 \times 1 = 5.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage 1 à 6 +RDC :

$$\begin{cases} G = 5.88 \times 5.51 = 32.40 \text{ KN} \\ Q = 5.88 \times 1.5 = 8.82 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 1.755 \times 0.3 \times 0.40 \times 25 = 5.27 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.35 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 8.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux

$$\begin{cases} G_{pot} = S \cdot h_e \cdot \rho \\ G_{pot} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.371 \end{cases}$$

Etage	Niveau	Elément	Poids propre (kN)	Surcharge (kN)
6	N1	Plancher terrasse	38.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	52.46	5.88
	N2	Venant N1	52.46	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	17.98	
		Total	79.81	
5	N3	Venant N2	79.81	
		Plancher étage	32.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	126.27	14.70
	N4	Venant N3	126.27	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	17.98	
4	N5	Total	153.62	
		Venant N4	153.62	
		Plancher étage	32.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
	N6	Total	200.08	22.64
		Venant N5	200.08	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
3	N7	Mur intérieur	17.98	
		Total	227.43	
		Venant N6	227.43	
		Plancher étage	32.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
	N7	Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	273.89	29.69

	N8	Venant N7	273.89	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	17.98	
		Total	301.24	
2	N9	Venant N8	301.24	
		Plancher étage	32.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	347.70	35.87
	N10	Venant N9	347.70	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	17.98	
		Total	375.06	
1	N11	Venant N10	375.06	
		Plancher étage	32.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	421.52	41.16
	N12	Venant N11	421.52	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	17.98	
		Total	448.87	
RDC	N13	Venant N12	448.87	
		Plancher étage	32.40	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	5.27	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	495.33	45.57
	N14	Venant N13	495.33	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	17.98	
		Total	G=522.68	Q = 45.57
		ELU	1.35G=705.61	1.5Q=68.36
		Effort normal à base du poteau	N _u =773.97 KN	

II.4.3. Poteau intermédiaire :

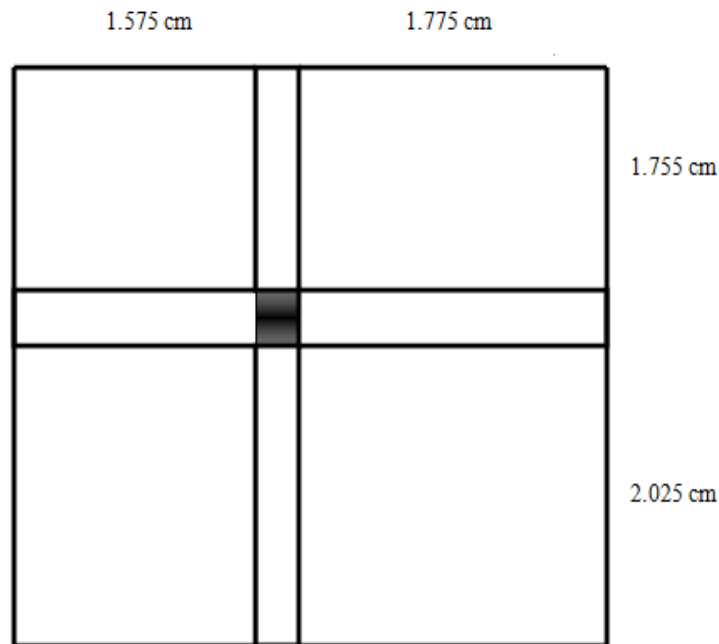


Figure II.14: Surface afférente du poteau intermédiaire.

La surface afférente :

$$S = 1.575 (2.025 + 1.755) + 1.775 (2.025 + 1.755) = 12.66 \text{ m}^2.$$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 12.66 \times 6.53 = 82.67 \text{ KN} \\ Q = 12.66 \times 1 = 12.66 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage 1 à 6 +RDC :

$$\begin{cases} G = 12.66 \times 5.51 = 69.76 \text{ KN} \\ Q = 12.66 \times 1.5 = 18.99 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 3.78 \times 0.3 \times 0.40 \times 25 = 11.34 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.35 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 8.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux :

$$\begin{cases} G_{pot} = S \cdot h_e \cdot \rho \\ G_{pot} = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.371 \end{cases}$$

Etage	Niveau	Elément	Poids propre(KN)	Surcharge(KN)
6	N1	Plancher terrasse	82.67	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	102.80	12.66
	N2	Venant N1	102.80	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	137.29	
5	N3	Venant N2	137.29	
		Plancher étage	69.76	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	227.18	31.65
	N4	Venant N3	227.18	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	261.67	
4	N5	Venant N4	261.67	
		Plancher étage	69.76	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	351.56	48.74
	N6	Venant N5	351.56	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	386.05	
3	N7	Venant N6	386.05	
		Plancher étage	69.76	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	475.94	63.93
	N8	Venant N7	475.94	

		Poteau(35× 35) cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	510.43	
2	N9	Venant N8	510.43	
		Plancher étage	69.76	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	600.32	77.23
	N10	Venant N9	600.32	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	634.81	
1	N11	Venant N11	634.81	
		Plancher étage	69.76	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	724.70	88.62
	N12	Venant N11	724.70	
		Poteau(35× 35) cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	759.19	
RDC	N13	Venant N12	759.19	
		Plancher étage	69.76	
		Poutre principale(30× 40)cm ²	11.34	
		Poutre secondaire(30× 35)cm ²	8.79	
		Total	849.08	98.12
	N14	Venant N13	849.08	
		Poteau(35× 35)cm ²	9.371	
		Mur intérieur	25.12	
		Total	883.57	98.12
		ELU	1.35G=1192.82	1.5Q=147.18
		Effort normal à base du Poteau	N _u =1.35G+1.5Q N _u =1340 KN	

Les vérifications nécessaires

*Poteau RDC :

-L'effort normal ultime :

$$N_u = 1340 \text{ KN}$$

Selon le (CBA93 article B.8.11)[5] on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que: $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$.

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 1340 = 1474 \text{ KN}$$

*Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \quad B \geq \frac{1474 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.098 \text{ m}^2$$

$$\text{On a: } B = 0.1225 \text{ m}^2$$

$$B = 0.1225 \text{ m}^2 > 0.098 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification au flambement :

D'après le (CBA93) [5], On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{C.B.A.93.B.8.4.1})[5]$$

Selon (BAEL 91)[2] :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton. $\gamma_b = 1.5$

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers. $\gamma_s = 1.15$

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i: Rayon de gyration: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

I: Moment d'inertie. $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$

$I = \frac{0.015}{12} = 0.125 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

$B = 0.1225 \text{ m}^2$

$i = \sqrt{\frac{0.125 \times 10^{-2}}{0.1225}} = 0.101 \text{ m}$

$\lambda = \frac{2.142}{0.101} = 21.207 < 50$

$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{21.207}{35}\right)^2} = 0.792$

$A_s = 0.8\% \dots \text{Zone II.a (RPA99 Article 7.4.2.1)[1].}$

D'après le BAEL91[2], on doit vérifier

$B_r \geq \frac{1474 \times 10^{-3}}{0.792 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.8 \times 400}{100 \times 1.15}\right)} = 0.087 \text{ m}^2$

Nous avons :

$B_r = (35-2) \times (35-2) \times 10^{-4} = 0.1089 \text{ m}^2$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r \text{ cal}}$

$0.1089 \text{ m}^2 \geq 0.087 \text{ m}^2$

Donc n'y a pas de risque de flambement du poteau.

Poteau	RDC +1 ^{er} à 6 ^{ème} étage
N_u (KN)	1474
B (m ²)	0.1225
l_0 (m)	3.06
l_f (m)	2.142
$I \times 10^{-3}$	0.125×10^{-2}
i (m ³)	0.101
Λ	21.207
α	0.792
$B_{r \text{ adp}}$ (m ²)	0.1089
$B_{r \text{ cal}}$ (m ²)	0.087

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16+4) cm
Dalle pleine		e =15 cm
Poutre	principales	(30 × 40) cm ²
	secondaire	(30 × 35) cm ²
Poteaux	1 à 6 +RDC	(35 × 35) cm ²

Chapitre III : *calcul des éléments* *secondaires*

III .1. Introduction :

Parmi les études de la structure, on distingue deux types d'éléments :

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, le balcon, l'escalier et enfin la poutre palière dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91][2]. En respectant le règlement parasismique Algérien [1].

III.2. Acrotère:**III 2.1. Définition :**

L'acrotère est un élément de protection au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. dans la suite des calculs de l'acrotère est considérée comme une console encastrée à la base au plancher terrasse, sollicité par un effort normal de compression verticale due à son poids propre appliqué au centre de gravité et à une surcharge due à la main courante créée un moment fléchissant aux intempéries, donc les calculs de l'acrotère s'effectuent au flexion composée pour une section rectangulaire de largeur d'un 1 mètre à l'E.L.U et l'E.L.S.

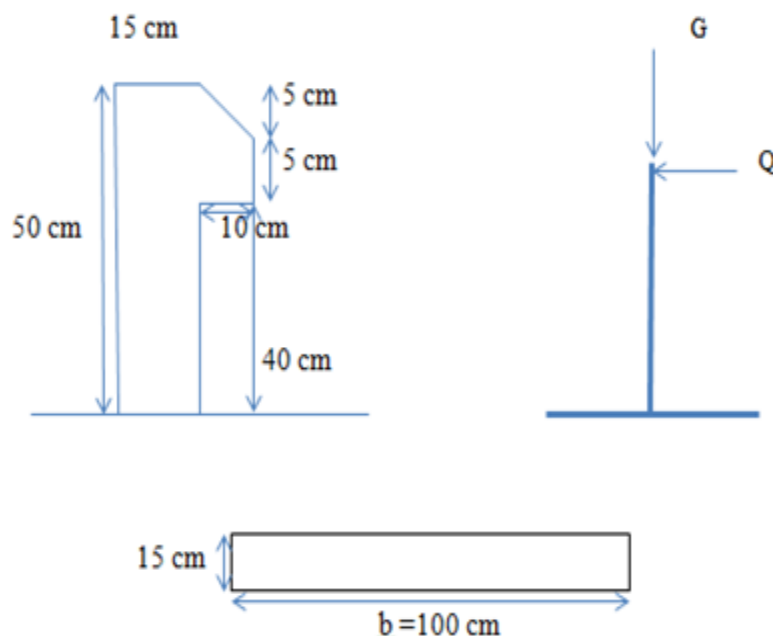


Figure III .1: Acrotère.

III.2.2. Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

III.2.3. Evaluation des charges :

- Poids propre: $G = 2.53 \text{ KN/ml}$.
- la charge d'exploitation: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III.2.4. Sollicitations :

E.L.U:

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.53 = 3.42 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 Q h = 1.5 \times 1.1 \times 0.5 = 0.83 \text{ KN.m}$$

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

E.L.S:

$$N_s = G = W_p = 2.53 \text{ KN}$$

$$M_s = Q h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

III.2.5. Ferrailage de l'Acrotère:

❖ Calcul à l'ELU :

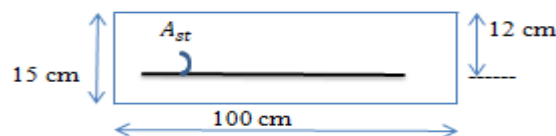


Figure III .2: Section de Calcul d acrotère.

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composé.

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c : Enrobage : 3 cm

$d = h - c$: Hauteur utile : $15 - 3 = 12 \text{ cm}$

M_f :Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendue.

➤ **Calcul d'Excentricité:**

$$e_{ou} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.83}{3.42} = 0.242 \text{ m} = 24.2 \text{ cm}$$

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{2.53} = 0.197 \text{ m} = 19.7 \text{ cm}$$

a. Calcul des Armatures à L'ELU :

$$e_{ou} = 0.242 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e_{ou} > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

➤ Calcul en Flexion Simple:

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$	$f_{t28}(\text{Mpa})$	$d(\text{cm})$	$c(\text{cm})$
25	14.17	348	400	2.1	12	3

➤ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{6} \right)$$

$$M_f = 0.83 + 3.42 \left(0.12 - \frac{0.1}{6} \right) = 1.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ et } \theta = 1 \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{1.18 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.17} = 0.0058.$$

$$\mu_u < U_1 = 0.392 \text{ (pour feE400)} \longrightarrow A' = 0 \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0058}) = 0.0073$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) \longrightarrow Z = 120 (1 - 0.4 \times 0.0073) = 119.65 \text{ mm}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1.18 \times 10^6}{119.65 \times 348} = 28.34 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_f = 0.28 \text{ cm}^2$$

-La section réelle des armatures tendues est alors (A_s) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 28 - \frac{3.42 \times 10^3}{348} = 18.17 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_f = 0.18 \text{ cm}^2$$

• Vérification a LELU :

• Condition de Non Fragilité : [BAEL91] Article (A.4.2.1). [1]

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2.1}{400} = 144.9 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u = 0.18 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2)$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm²

•Espacement maximale :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

•Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA6 = 1.13 cm²

•Espacement maximale :

$$S_t = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

✓Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] Article (5.1.1) [2]:

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ Mpa} \right) \bar{\tau}_u \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.013 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.013 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖Calcul à l'ELS:

$$e_{os} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{2.53} = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$e_{os} = 0.20 > \frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$

$e_{os} > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 0.5 + 2.53 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.61 \text{ KN.m.}$$

•Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \overline{\sigma}_{bc}$$

La contrainte du béton à L'ELS est : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

$$\mu_r = \alpha_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

La contrainte de l'acier à L'ELS (La fissuration est préjudiciable).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right\} \text{ (CBA 93 article A.4.5.3.3). [5]}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.67; 201.63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53$$

$$\mu_r = 0.53 \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.22$$

$$M_1 = 0.22 \times 1000 \times (120)^2 \times 15 = 4.752 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = 47.52 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.5 \text{ KN.m} < M_1 = 47.52 \text{ KN.m} \longrightarrow A = 0 \text{ La section sans acier comprimé.}$$

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 120 \times \frac{0.53}{3} = 98.8 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z_r \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.5 \times 10^6}{98.8 \times 201.63} = 25.10 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = A_s - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 25.10 - \frac{2.53 \times 10^3}{201.63} = 12.55 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ser}} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \text{ ser}}; A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter: } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓Vérification de l'Acrotère au Séisme :

D'après le RPA99 version 2003 (Article 6.2.3) [1]. Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec:

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids de l'élément.

A = Coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2).

Dans notre cas :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le groupe d'usage 2 et zoneone IIa (Mila)} \rightarrow A = 0.15. \\ \text{Elément en console} \rightarrow C_p = 0.8. \\ \text{Poids de l'acrotère} \rightarrow W_p = 2.53 \text{ KN.ml.} \end{array} \right.$$

D'où:

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.53 = 1.21 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.21 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.21 \leq 1.5Q = 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitions Q, W_p .

❖ Schéma de ferrailage :

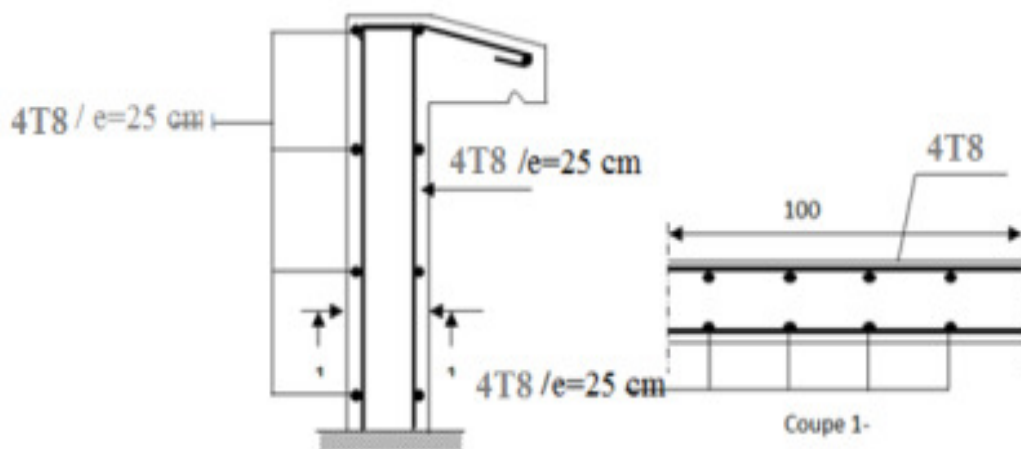


Figure III.3 : Ferrailage d'Acrotère.

III .3. Etude du Balcon:

III .3.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle sur deux appuis, assimilée à une console de portée de 1.40m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

- Type 1: Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 6^{ème} étage) :

Schéma statique :

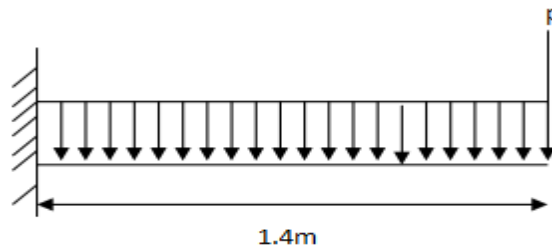


Figure III.4: Schéma statique du balcon type 1.

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{4} = 0.35$$

$\rho = 0.35 < 0.4$ Donc La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

III .3.2.Evaluation des charges :

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = 1 \text{ KN}.$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

•Combinaison des charges :

➤ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) 1\text{m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ELS:

$$q_s = (G + Q) 1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) 1 = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

III .3.3.Sollicitations de Calcul :

➤ELU :

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + P_u L_x$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1.4^2}{2} + 1.35 \times 1.4 = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L_x + P_u$$

$$V_u = 12.42 \times 1.4 + 1.35 = 18.74 \text{ KN}$$

$$V_u = 18.74 \text{ KN}$$

➤ELS:

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + P_s L_x$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.4^2}{2} + 1 \times 1.4 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.03 \text{ KN.m}$$

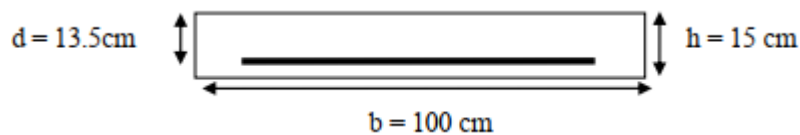
III .3.4.Calcul de Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$



$$M_u = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{14.06 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.054$$

$$\mu_{bu} = 0.054 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.054 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.069.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow Z = 135(1 - 0.4 \times 0.069) = 131.27 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.06 \times 10^6}{131.27 \times \frac{400}{1.15}} = 3.08 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 3.08 \text{ cm}^2$$

•Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²

Donc $A_s = \max (A_{\text{cal}} = 3.08 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau III.1: Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 1.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	S_t
14.06	0.054	0.069	131.27	3.08	1.63	4HA12=4.52	25

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III .3.5.Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{18.74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.139 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.139 \text{ Mpa}$$

-fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.139 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

III .3.6.Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 4.52 = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 915.3 = 0$$

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

•Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.65^3 + 15 \times (13.5 - 3.65)^2 \times 4.52 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} = \frac{10.03 \times 10^6 \times 36.5}{8199.03 \times 10^4} = 4.47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.47 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

•La contrainte dans l'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ (CBA 93 article A.4.5.3.3) [5]}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 10.03 \times 10^6 (135 - 36.5)}{8199.03 \times 10^4} = 180.74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 180.74 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Tableau III.2: Vérification à l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 1.

M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	observation
10.03	3.65	8199.03	4.47	15	vérifiée	180.74	201.63	vérifiée

III .3.7.Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)[2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{cv} \\ \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{14.06}{10 \times 14.06} = 0.1 \quad \text{cv} \\ \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche ne s'impose pas.

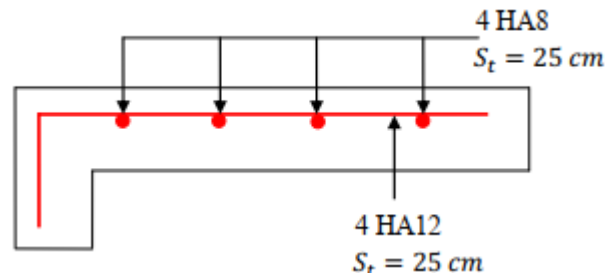


Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon type 1.

•Type 2: Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 1^{ème} étage) :

Schéma statique :

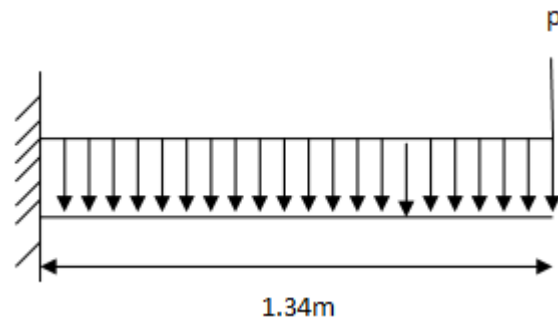


Figure III.6: Schéma statique du balcon type 2.

$$L_x = 1.34 \text{ m}$$

$$L_y = 3.58 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.34}{3.58} = 0.37$$

$\rho < 0.4$ Donc La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2.$$

•Evaluation des charges :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = 1 \text{ KN}.$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1 m.

•Combinaison des charges :

➤ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) 1\text{m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ELS:

$$q_s = (G + Q) 1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.31 + 3.5) \cdot 1 = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

•Sollicitations de Calcul :

➤ELU :

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + P_u L_x$$

$$M_u = \frac{12.42 \times 1.34^2}{2} + 1.35 \times 1.34 = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L_x + P_u$$

$$V_u = 12.42 \times 1.34 + 1.35 = 17.99 \text{ KN}$$

$$V_u = 17.99 \text{ KN}$$

➤ELS:

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + P_s L_x$$

$$M_s = \frac{8.81 \times 1.34^2}{2} + 1 \times 1.34 = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.25 \text{ KN.m}$$

•Calcul de Ferrailage :

Tableau III.3: Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 2.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	S_t
14.06	0.05	0.064	131.54	2.83	1.63	4HA12=4.52	25

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm²

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

•Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{17.99 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.133 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ Mpa}$$

-Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

•Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.4:Vérification a l'ELS de la dalle pleine sur deux appuis type 2.

M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	observation
9.25	3.65	8199.03	4.12	15	vérifiée	166.69	201.63	vérifiée

•Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)[2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{cv} \\ \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{12.96}{10 \times 12.96} = 0.1 \quad \text{cv} \\ \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calculer de la flèche ne s'impose pas.

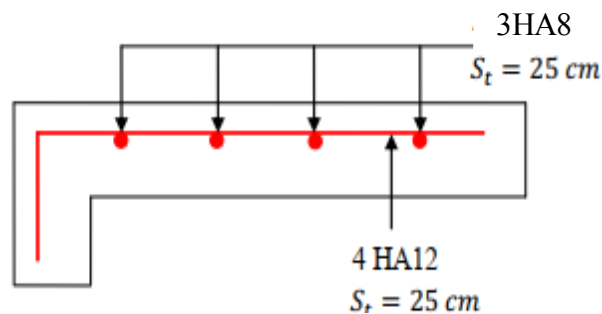


Figure III.7: Schéma de ferrailage du balcon type 2.

III.4. Etude des escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

L'escalier travaille à la flexion simple. Dans notre projet nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul :

1- la méthode des charges équivalentes.

2- la méthode RDM.

Pour notre emmarchement on aura :

-Palier : $\longrightarrow G = 5.31 \text{ KN/m}^2$.

-Paillasse : $\longrightarrow G = 9.32 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge $\longrightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Schéma statique :

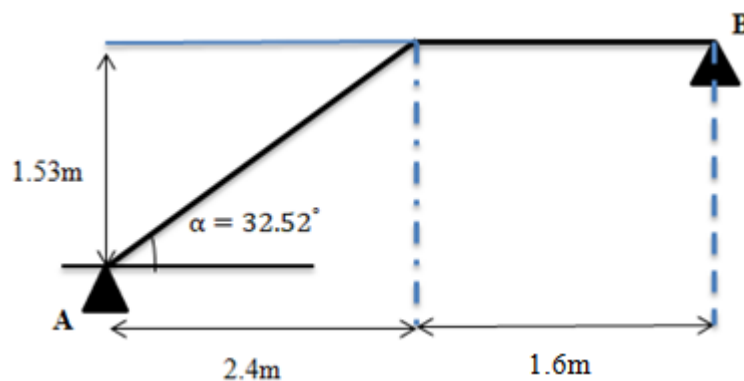


Figure III.8 : Coupe en Elévation de l'Escalier

III.4.2 . Evaluation des charges :

On fait le calcul pour 1 ml

➤ELU:

-Palier :

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.92 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 10.92 \text{ KN/m}$$

-Paillasse :

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 9.32 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.33 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 16.33 \text{ KN/m}$$

➤ELS :

-Palier :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.31 + 2.5) \times 1 = 7.81 \text{ KN/m}$$

$$p_s = 7.81 \text{ KN}$$

-Paillasse:

$$p_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9.32 + 2.5) \times 1 = 11.82 \text{ KN/m}$$

$$p_s = 11.82 \text{ KN}$$

Tableau III.5: Evaluation de charges escalier

Désignation	Paillasse (KN/m)	Palier KN/m))
ELU	16.33	10.92
ELS	11.82	7.81

III.4.3. Calcul des sollicitations :

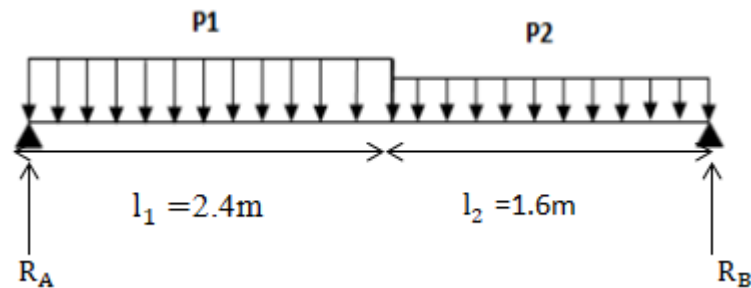


Figure III.9: Evaluation des charges.

❖ Réaction des appuis:

D'après les formules de RDM :

• ELU:

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 2.4p_1 + 1.6p_2$$

$$R_A + R_B = 56.66 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \implies R_A - (p_2 l_2 \times \left(\frac{l_2}{2}\right)) - (p_1 l_1 \times (l_2 + \frac{l_1}{2})) = 0$$

$$\longrightarrow 4R_A - (10.92 \times \frac{(1.6)^2}{2}) - (16.33 \times 2.4(1.6 + \frac{2.4}{2})) = 0$$

$$R_A = 30.93 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow 4R_B - (p_1 l_1 \times \left(\frac{l_1}{2}\right)) - (p_2 l_2 \times (l_1 + \frac{l_2}{2})) = 0$$

$$4R_B - (16.33 \times \frac{(2.4)^2}{2}) - (10.92 \times 1.6(2.4 + \frac{1.6}{2})) = 0$$

$$R_B = 25.73 \text{ KN}$$

• ELS:

$$\sum F_V = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 2.4p_1 + 1.6p_2$$

$$R_A + R_B = 40.86 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \longrightarrow R_A - (p_2 l_2 \times \left(\frac{l_2}{2}\right)) - (p_1 l_1 \times (l_2 + \frac{l_1}{2})) = 0$$

$$4R_A - (7.81 \times \frac{(1.6)^2}{2} - (11.82 \times 2.4(1.6 + \frac{2.4}{2}))) = 0$$

$$R_A = 22.36 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow 4R_B - (p_1 l_1 \times (\frac{l_1}{2}) - (p_2 l_2 \times (l_1 + \frac{l_2}{2}))) = 0$$

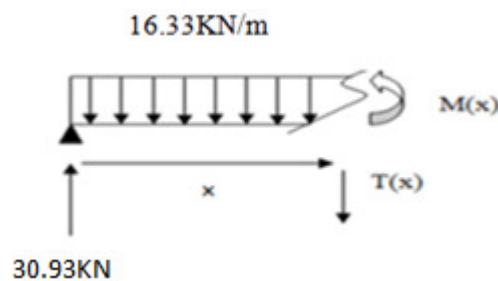
$$4R_B - (11.82 \times \frac{(2.4)^2}{2} - (7.81 \times 1.6(2.4 + \frac{1.6}{2}))) = 0$$

$$R_B = 18.50 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

Le calcul se fait par la méthode des sections.

• ELU :



Tronçon I : Pour : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$\sum F_v = 0 \longrightarrow T(x) = 30.93 - 16.33 x$$

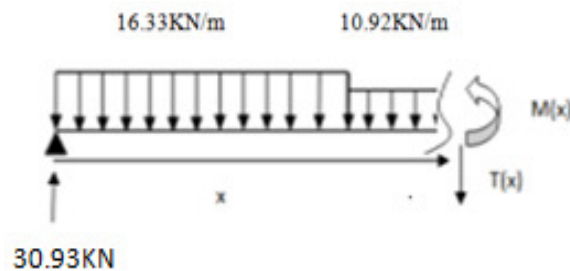
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 30.93 \text{ KN} \\ x = 2.4 \rightarrow T(x) = -8.26 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = 30.93x - 16.33 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.33 x + 30.93 = 0 \Rightarrow x = 1.89 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 27.20 \text{ KN.m} \\ x = 1.89 \rightarrow M(x) = 29.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon II : Pour : $2.4 \leq x \leq 4 \text{ m}$



$$\sum F_v = 0 \longrightarrow T(x) = -10.92 x + 17.95$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \rightarrow T(x) = -8.26 \text{ KN} \\ x = 4 \rightarrow T(x) = -25.73 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = R_A - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2} \right) p_1 - \frac{(x-2.4)^2}{2} p_2$$

$$M(x) = -5.46 x^2 + 17.95 x + 15.58 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.92x + 17.95 = 0 \Rightarrow x = 1.64 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \rightarrow M(x) = 27.21 \text{ KN.m} \\ x = 1.64 \rightarrow M(x) = 30.33 \text{ KN.m} \\ x = 4 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On trouve $\begin{cases} M_{\max} = 30.33 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 30.93 \text{ KN} \end{cases}$

-Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 30.33 = 25.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 25.78 \text{ KN.m}$$

-Moment sur appuis :

$$M_a = -0.2 M_0 = -0.2 \times 30.33 = -6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -6.07 \text{ KN.m}$$

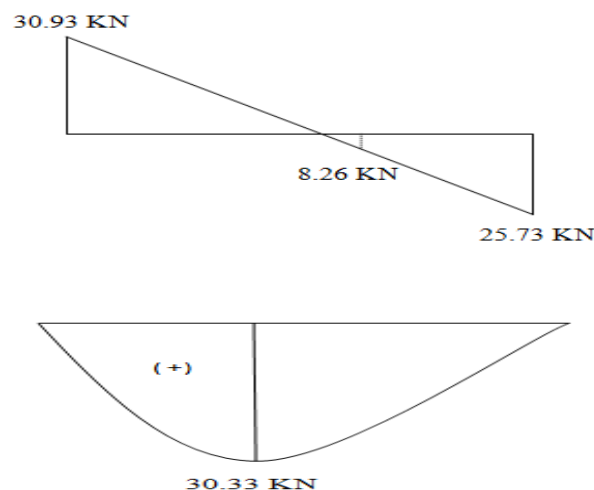
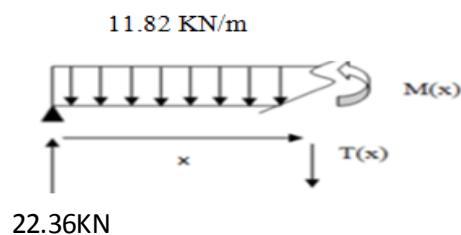


Figure III.10: Effort tranchant et moment fléchissant à E.L.U.

•ELS :

Tronçon I: Pour : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



$$\sum F_v = 0 \longrightarrow T(x) = 22.36 - 11.82 x$$

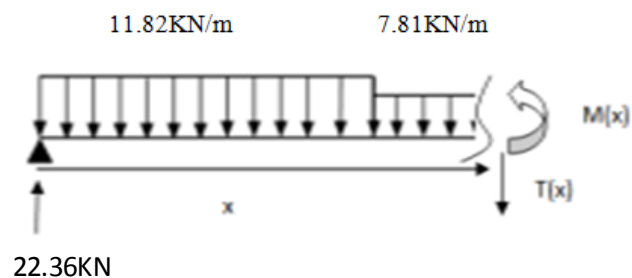
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 22.36 \text{ KN} \\ x = 2.4 \rightarrow T(x) = -6.01 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = 22.36x - 11.82 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.82x + 22.36 = 0 \Rightarrow x = 1.89 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 19.62 \text{ KN.m} \\ x = 1.89 \rightarrow M(x) = 21.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon II : Pour : $2.4 \leq x \leq 4\text{m}$



$$\sum F_v = 0 \rightarrow T(x) = -7.81x + 12.74$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \rightarrow T(x) = -6.01 \text{ KN} \\ x = 4 \rightarrow T(x) = -18.5 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = R_A - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2} \right) p_1 - \frac{(x-2.4)^2}{2} p_2$$

$$M(x) = -3.91x^2 + 12.74x + 11.55 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.81x + 12.74 = 0 \Rightarrow x = 1.63 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \rightarrow M(x) = 19.60 \text{ KN.m} \\ x = 1.63 \rightarrow M(x) = 21.93 \text{ KN.m} \\ x = 4 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On trouve $\begin{cases} M_{\max} = 21.93 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 22.36 \text{ KN} \end{cases}$

-Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 21.93 = 18.64 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 18.64 \text{ KN.m.}$$

-Moment sur appuis :

$$M_a = -0.2M_0 = -0.2 \times 21.93 = -4.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -4.39 \text{ KN.m}$$

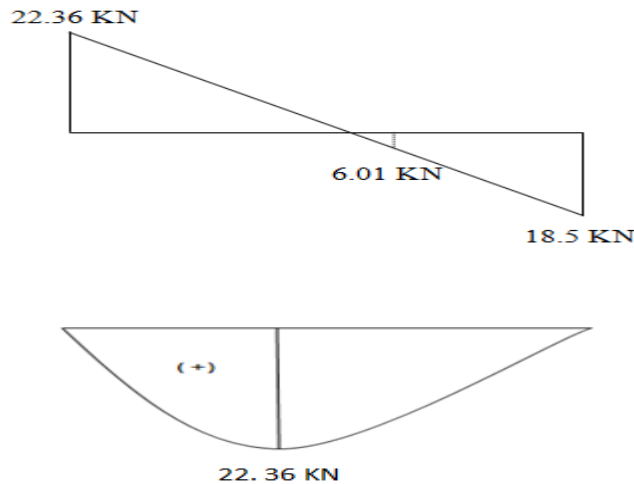
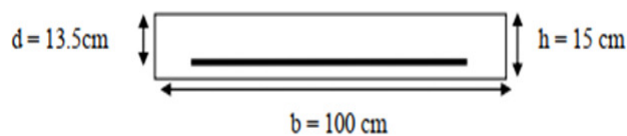


Figure III.11: Effort tranchant et moment fléchissant à E.L.S.

III.4.4. Calcul de Ferrailage:



❖ En travée :

$$M_t = 25.78 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{25.78 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.099$$

$$\mu_{bu} = 0.099 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.099 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.099}) = 0.131.n$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \quad \longrightarrow Z = 135(1 - 0.4 \times 0.131) = 127.93 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{25.78 \times 10^6}{127.93 \times \frac{400}{1.15}} = 579 \text{ mm}^2 \quad \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 5.79 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max (A_{cal} = 5.79; A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2)$

On adopte : 6HA12 soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

–Espaceur maximale :

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.36 cm²

–Espaceur maximale :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Tableau III.6:Tableau de ferrailage à l'ELU sur travée.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(\text{ cm}^2)$	$A_{min}(\text{ cm}^2)$	$A_{adop}(\text{ cm}^2)$	S_t
25.78	0.099	0.131	127.93	5.79	1.63	6HA12= 6.79	25

❖Sur appuis :

$$M_a = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{6.07 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow Z = 135(1 - 0.4 \times 0.03) = 133.38 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.07 \times 10^6}{133.38 \times \frac{400}{1.15}} = 131 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.31 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.31; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 4HA10 soit } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

–Espaceement maximale :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 3HA10 } = 2.36\text{cm}^2$$

–Espaceement maximale :

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Tableau III.7:Tableau de ferrailage à l'ELU sur appuis.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	S_t
6.07	0.024	0.03	133.43	1.31	1.63	4HA10= 3.14	25

•Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{30.93 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.229 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.229 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (3.33\text{Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.229\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

•Vérification des contraintes à l'ELS :

❖En travée

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad ; \quad A_s = 0 \quad A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 6.79 = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1374.98 = 0$$

$$y = 4.32 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.32^3 + 15 \times (13.5 - 4.32)^2 \times 6.79 = 11270.53 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{18.64 \times 10^6 \times 43.2}{11270.53 \times 10^4} = 7.14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.14 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
18.64	6.79	4.32	11270.53	7.14	vérifié

Les résultats trouvés en appuie et sens sont regroupés dans le tableau suivant

❖ Sur appuis :

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
4.39	3.14	3.13	6087.13	2.26	vérifié

Finale ment :

➤ Travée :

$$A_{principale} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{repartition} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

➤ Appui :

$$A_{\text{principale}} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{repartition}} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la flèche : BAEL 91 (article B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.99} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c.n.v} \\ \frac{0.15}{3.99} = 0.038 \geq \frac{25.78}{10 \times 30.33} = 0.085 \quad \text{c.n.v} \\ \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifier donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

-Calcul de la flèche : BAEL 91

$$\text{La flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } y = 4.32 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 21.93 \text{ KN/m} ; M_{\text{ts}} = 18.64 \text{ KN/m} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 2.4 \text{ cm} ;$$

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; \bar{f} = L/500$$

*Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 6.79 \left[\frac{15}{2} - 13.5 \right]^2 = 28369.44$$

$$I_0 = 28369.44 \text{ cm}^4$$

*Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 0.005 \rightarrow \rho = 0.005$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 4.2 \rightarrow \lambda_i = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 1.68 \rightarrow \lambda_v = 1.68$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A_s d} = 202.48 \rightarrow \sigma_s = 202.48 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 202.48 + 2.1} \right] = 0.40 \longrightarrow \mu = 0.40$$

*moment d'inertie fictive :

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

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 28369.44}{1 + 4.2 \times 0.4} = 11644.17 \longrightarrow I_{fi} = 11644.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 28369.44}{1 + 1.68 \times 0.4} = 18664.11 \longrightarrow I_{fv} = 18664.11 \text{ cm}^4$$

*La flèche:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{18.64 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 11644.17 \times 10^4} = 2.87 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{18.64 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 18664.11 \times 10^4} = 5.37 \text{ mm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 5.37 - 2.87 \leq \frac{2400}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.5 \leq \bar{f} = 4.8 \text{ mm} \longrightarrow \text{CV}$$

Schéma de ferrailage :

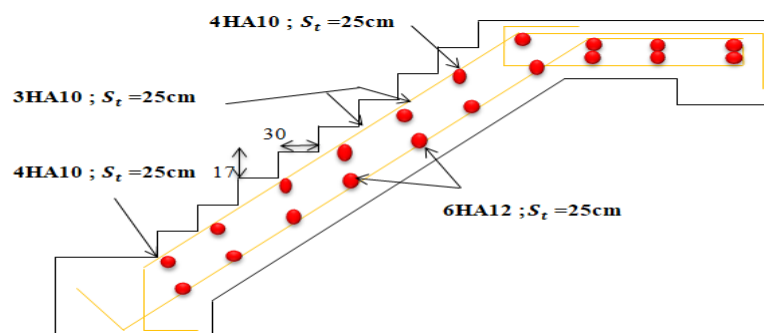


Figure III.12: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5 .Calcul de la poutre palière :

III.5.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre considérée partiellement encastrée à ses 2 extrémités des poteaux, elle travaillée à la flexion simple plus torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre.

- La réaction de paillasse (la volée.)
- poids du mur extérieur.

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :
 $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$ et $l = 3.5 \text{ m}$.

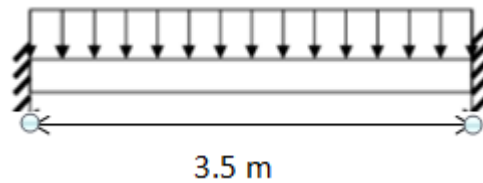


Figure III.13: Evaluation des charges.

III.5.2 .Evaluation des charges :

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$q_{eq} = \frac{q_{u1} \times L_1 + 2 q_{u2} L_2}{L_1 + 2 L_2} + (g_p + g_{mur})$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre palière et du mur respectivement.

•Poids propre de la poutre palière :

$$g_p = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$$

$$g_p = 2.63 \text{ KN/m}$$

•Poids propre de la poutre mur :

$$g_{mur} = G_{mur} \times h_{mur} = 2.76 \times 1.53 = 4.22 \text{ KN/m}$$

•Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU : $R_B = 25.73 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_B = 18.50 \text{ KN/ml}$

III.5.3 .calcul les sollicitations :

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B ($q_{escalier} = R_B$)

-ELU:

$$q_u = 1.35 (g_p + g_{mur}) + R_B = 1.35 (2.63 + 4.22) + 25.73 = 34.98 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 34.98 \text{ KN/m}$$

-ELS:

$$q_s = g_p + g_{mur} + R_B = 2.63 + 4.22 + 18.50 = 25.35 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 25.35 \text{ KN/m}$$

•Calcul des moments et l'effort tranchants :

-ELU :

$$q_u = 34.98 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée: } M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui : } M_{au} = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -35.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -35.71 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34.98 \times 3.5}{2} = 61.22 \text{ KN}$$

-ELS:

$$q_s = 25.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée: } M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = 12.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 12.94 \text{ KN/m}$$

$$\text{Appui : } M_{as} = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -25.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -25.89 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25.35 \times 3.5}{2} = 44.36 \text{ KN}$$

III.5.4 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9 d = 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ En travée :

$$M_{tu} = 17.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{17.85 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 315(1 - 0.4 \times 0.016) = 312.98 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17.85 \times 10^6}{312.98 \times \frac{400}{1.15}} = 159 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.59 \text{ cm}^2$$

*Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.59; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

On adopte : 3HA10 soit $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ Sur appuis :

$$M_{\text{au}} = -35.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{au}}}{bd^2 \mu_{\text{bu}}}$$

$$f_{\text{bu}} = \frac{0.85 f_{\text{c28}}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{au}}}{bd^2 \mu_{\text{bu}}} = \frac{35.71 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.025 \leq \mu_{\text{AB}} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.025 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 315(1 - 0.4 \times 0.032) = 310.96 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{tu}}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{35.71 \times 10^6}{310.96 \times \frac{400}{1.15}} = 329 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 3.29 \text{ cm}^2$$

*Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{\text{t28}}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 3.29 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

On adopte : 4HA12 soit $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

Tableau III.10 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	17.85	30	31.5	0.013	0.016	312.98	1.59	1.14	3HA10=2.36
Appuis	35.71	30	31.5	0.025	0.037	310.96	3.29	1.14	4HA12=4.52

❖ Vérifications :

• Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$\tau_u = \frac{61.22 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.65 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Espacement :

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (28.35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

-Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \longrightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (0.65 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \longrightarrow A_t \geq 0.029 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.45; 0.029) = 0.45 \text{ cm}^2$$

•Vérification des contraintes à l'ELS :

❖En travée :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

❖En travée :

$$M_{ts} = 12.94 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 ; A_s = 0 \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 2.36 = 0$$

$$15y^2 + 35.4y - 1115.1 = 0$$

$$y = 7.52 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 7.52^3 + 15 \times (31.5 - 7.52)^2 \times 2.36 = 24609.02 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.94 \times 10^6 \times 75.2}{24609.02 \times 10^4} = 3.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.95 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

❖ Sur appuis :

$$M_{as} = -25.89 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 ; A_s = 0 \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 4.52 = 0$$

$$15y^2 + 67.8y - 2135.7 = 0$$

$$y = 9.88 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 9.88^3 + 15 \times (31.5 - 9.88)^2 \times 4.52 = 41335.68 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{25.89 \times 10^6 \times 98.8}{41335.68 \times 10^4} = 6.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.19 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

Tableau III.11 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16.94	2.36	7.52	24609.02	3.95	vérifié
Appui	25.89	4.52	9.88	41335.68	6.19	vérifié

•Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.5} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c.v} \\ \frac{0.35}{3.5} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \quad \text{c.v} \\ \frac{4.52}{30 \times 31.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

III.5.5 Calcul la poutre palière à la torsion :

❖ Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91[2], dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{torsion}} = M_{\text{au}} = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{torsion max}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times L}{2} = 10.62 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_B : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L' ELU

$$M_{\text{torsion}} = 10.62 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que.

$$\Omega = (b-e) \times (h-e)$$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \emptyset/6$

$\emptyset = \min (b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$$\emptyset = \min (30, 35)$$

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

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2$$

U: Périmètre de la section de la poutre palière: $U = 2 [(b-e) + (h-e)]$

$$\rightarrow U = 110 \text{ cm}$$

$$A_{tor} = \frac{10.62 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 222.91 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 2.22 \text{ cm}^2$$

-Armatures transversales :

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{tor} = \frac{10.62 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 26.55 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 0.26 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement à la torsion :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{tor} = \frac{10.62 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.42 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{tor} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{total}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2}$$

$$\tau_{total}^{torsion} = \sqrt{(0.74)^2 + (1.42)^2} = 1.60 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = 1.6 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

❖ Ferrailage globale :

*En travée :

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 1.6 + \frac{2.22}{2} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

*Sur appuis :

$$A_t = A_a^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 3.29 + \frac{2.22}{2} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

-Armature transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

*Flexion

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.74 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \rightarrow A_t \geq 0.158 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.45 ; 0.158)$$

*Torsion :

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.62 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 26.55 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.45 + 0.26 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit un cadre et un étrier: } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

•Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{tor}} > \left(61.22 + \frac{17.85 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 180.99 \text{ mm}^2 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 2.22 \text{ cm}^2 > 1.8 \text{ cm}^2$$

❖ Schéma de ferrailage :

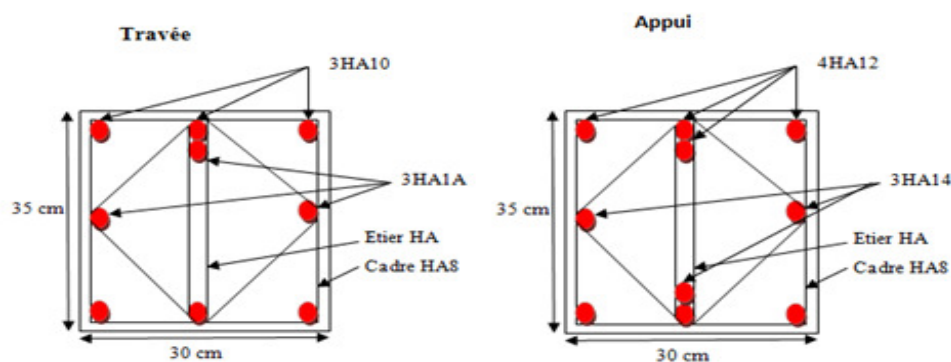


Figure III.14: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 .Calcul les planchers :

III.6.1.Introduction :

Le rôle des planchers dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

***Planchers à corps creux** ($16+4=20\text{cm}$)

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

III.6.2.Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.6.2.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

III.6.2.2 .Dimensions de la poutrelle :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

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

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

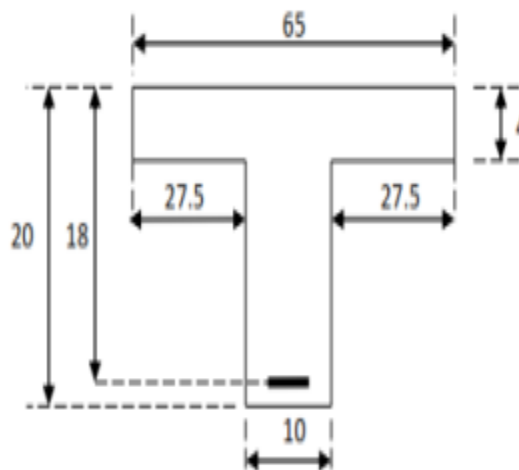
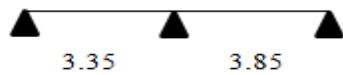


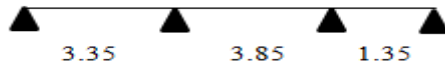
Figure III.15: Schéma d'une poutrelle.

III.6.2.3 Différents types des poutrelles :

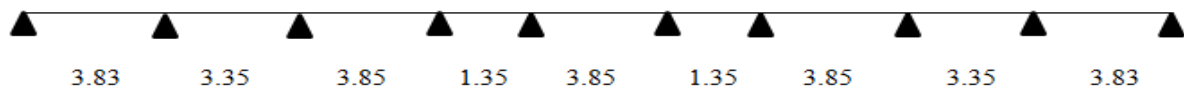
Type 1 :



Type 2



Type 3 :



III.6.2.4 Calcul les sollicitations des charges et les surcharges des poutrelles :

Les charges :

$$\begin{cases} G = 6.53 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

* Plancher terrasse :

$$G = 6.53 \times 0.65 = 4.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$$

* Plancher étage courant +RDC :

$$G = 5.51 \times 0.65 = 3.58 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/m}^2$$

Les surcharges :

* Plancher terrasse :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 6.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

* Plancher étage courant +RDC :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 6.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.56 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.12 : Les combinaisons d'action.

Désignation	ELU (KN/m ²)	ELS(KN/m ²)
Terrasse	6.71	4.9
Etage + RDC	6.3	4.56

III.6.2.5 Choix de la Méthode de calcul :

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles continues en béton armé peut être effectué en utilisant les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
 - Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
 - Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers à surcharge modérée.
- Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

III.6.2.5.1 Méthode forfaitaire : BAEL(Annexe E1)[2]**1. Domaine d'application :**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N)

2. Principe de la méthode :

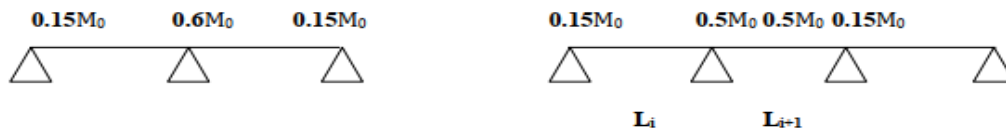
- M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée ;
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs des moments, M_t, M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

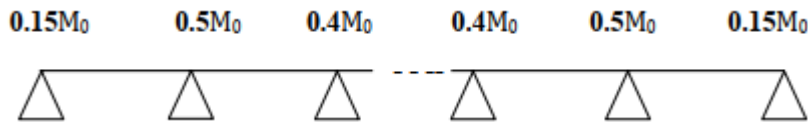
1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$ dans le cas général
2. $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$ dans le cas d'une travée
3. $M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2}$ dans le cas d'une travée intermédiaire

—En appuis:

Cas de 02 travées : Cas de 03 travées :



Pour à plus de 3 travées :



➤ Efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec : 15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

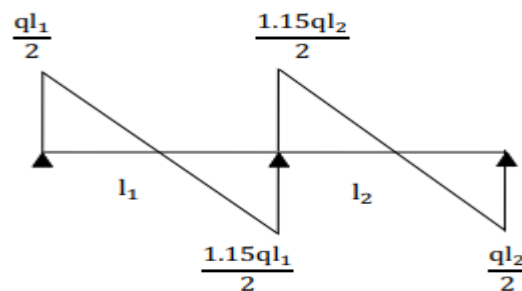


Figure III.16: Effort tranchant d'une poutre à de 2 travées

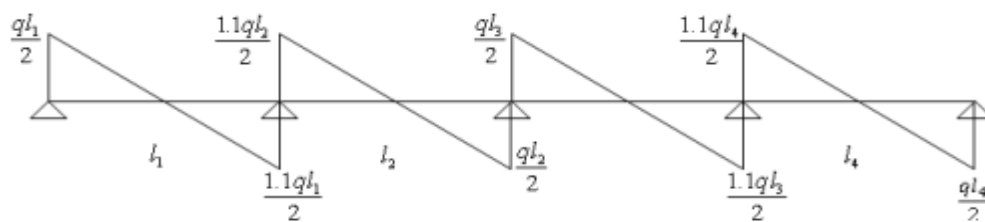


Figure III.17: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

III.6.2.5.2 Méthode de Caquot [2] : BAEL 91 (Annexe E.2)

1. Domaine d'applications: BAEL 91 (article B.6.2.2.20)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

2 .Application de la méthode :

❖Moment sur appuis : BAEL 91(article E.2.2.1)

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = \frac{q'_g \times L_g'^3 + q'_d \times L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')}$$

Tel que :

$\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueur fictive} \\ q'_g \text{ et } q'_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} -0.8 L & \text{Travée intermédiaire} \\ L & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

❖Moment en travée : BAEL 91(article E.2.2.2) [2]

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d \times \frac{x}{L}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x)$$

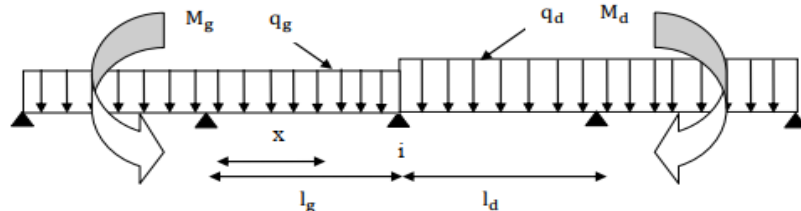


Figure III.18: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

3. Effort tranchant : BAEL 91(Article E.2.2.3)

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{qL}{2} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec :

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

L : Portée de la travée.

III.6.2.5.3 Méthode de Caquot minoré : [2]

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Remarque : pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G

III.6.2.6 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

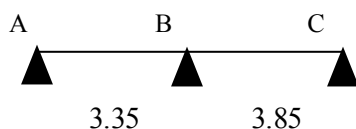
Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adoptée
Type : 1	$0.8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1.25$	vérifiées	Méthode forfaitaire
Type : 2 ; 3		Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée

III.6.2.7 Sollicitations dans les différents types des poutrelles :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.53 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Type 01 :



➤ **ELU :**

Travée AB :

$$M_{AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.71(3.35)^2}{8} = 9.41 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.71(3.85)^2}{8} = 12.43 \text{ KN.m}$$

*Moment sur les appuis :

-Appuis de rive :

$$M_A = M_B = 0$$

$$M_A = -0.15 M_B = -1.41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 M_B = -1.86 \text{ KN.m}$$

-Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 \times 12.43 = -7.46 \text{ KN.m}$$

*Moment en travée:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.53}$$

$$\alpha = 0.133$$

$$1 - M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.133}{2} \times 9.41$$

$$M_t = 5.83 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t \geq [1.05 \times 9.41 ; (1 + 0.3 \times 0.133) 9.41] - \frac{7.46}{2}$$

$$M_t = 6.15 \text{ KN.m}$$

On a adopté: $M_t = 6.15 \text{ KN.m}$

*Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.71 \times 3.35}{2} = 11.24 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{1.15 \times q_u \times L}{2} = -\frac{1.15 \times 6.71 \times 3.35}{2} = -12.93 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{1.15 \times q_u \times L}{2} = \frac{1.15 \times 6.71 \times 3.85}{2} = 14.85 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.71 \times 3.85}{2} = -12.92 \text{ KN}$$

Travée	L	q_u	M_0	M_g	M_d	α	M_t	T_g	T_d
AB	3.35	6.71	9.41	0	-7.46	0.133	6.15	11.24	-12.93
BC	3.85	6.71	12.43	-7.46	0	0.133	9.32	14.85	-12.92

➤ELS :

Travée	L	q_s	M_0	M_g	M_d	α	M_t	T_g	T_d
AB	3.35	4.9	6.87	0	-5.45	0.133	4.49	8.21	-8.78
BC	3.85	4.9	9.08	-5.45	0	0.133	6.81	10.85	-9.43

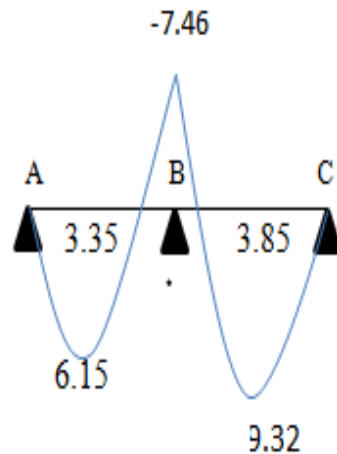


Figure III.19 : Diagramme des moments à ELU (type 1).

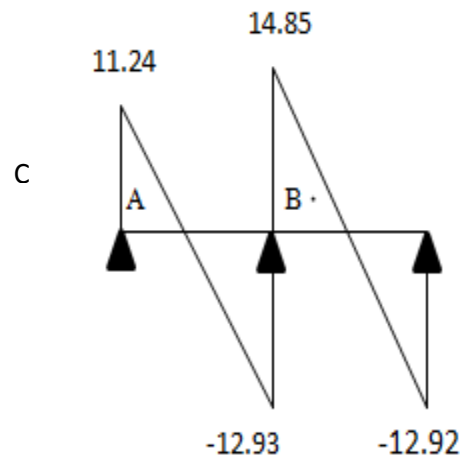
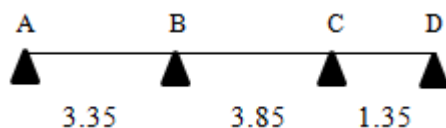


Figure III.20 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 1).

Type 02 :



➤ELU :

- Calcul les moments aux appuis:

• Appui de rive:

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 6.53 = 4.35 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 4.35 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) b = (1.35 \times 4.35 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.8 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_D = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max (M_{AB} ; M_{CD})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.8 \times 3.35^2}{8} = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.8 \times 1.35^2}{8} = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 6.73 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = -0.15 \times 6.73 = -1.01 \text{ KN.m}$$

•Appuis intermédiaires:

Appui B :

$$M_B = - \frac{q'_g \times L_g'^3 + q'_d \times L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')}$$

$$L_g' = L_g = 3.35 \text{ m}$$

$$L_d' = 0.8 L = 0.8 \times 3.85 = 3.08 \text{ m}$$

$$q'_g = q'_d = 4.8 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = - \frac{4.8 \times 3.35^3 + 4.8 \times 3.08^3}{8.5(3.35 + 3.08)} = -5.87 \text{ KN.m}$$

Appui C :

$$M_c = - \frac{4.8 \times 3.08^3 + 4.8 \times 1.35^3}{8.5(3.08 + 1.35)} = -4.04 \text{ KN.m}$$

-Calcul les moments en travées:

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) b = (1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.71 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x)$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d \times \frac{x}{L}$$

Travée AB :

$$x = \frac{3.35}{2} - \frac{-0 + 5.87}{6.71 \times 3.35} = 1.41 \text{ m}$$

$$M_0 = 6.71 \times \frac{1.41}{2} (3.35 - 1.41) = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.18 - 0(1 - \frac{1.41}{3.35}) - 5.87 \times \frac{1.41}{3.35} = 6.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.71 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.85}{2} - \frac{-5.87 + 4.04}{6.71 \times 3.85} = 2 \text{ m}$$

$$M_0 = 6.71 \times \frac{2}{2} (3.85 - 2) = 12.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12.41 - 5.87(1 - \frac{2}{3.85}) - 4.04 \times \frac{2}{3.85} = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.49 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{1.35}{2} - \frac{-4.04 + 0}{6.71 \times 1.35} = 1.12 \text{ m}$$

$$M_0 = 6.71 \times \frac{1.12}{2} (1.35 - 1.12) = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.86 - 5.87 \left(1 - \frac{1.12}{1.35}\right) - 0 \times \frac{1.12}{1.35} = -0.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = -0.14 \text{ KN.m}$$

-Calcul les efforts tranchants:

Travée AB :

$$V_A = + \frac{6.71 \times 3.35}{2} - \frac{-0 + 5.87}{3.35} = 9.49 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{6.71 \times 3.35}{2} - \frac{-0 + 5.87}{3.35} = -12.99 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$V_B = + \frac{6.71 \times 3.85}{2} - \frac{-5.87 + 4.04}{3.85} = 13.39 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{6.71 \times 3.85}{2} - \frac{-5.87 + 4.04}{3.85} = -12.44 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_B = + \frac{6.71 \times 1.35}{2} - \frac{-4.04 + 0}{1.35} = 7.52 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{6.71 \times 1.35}{2} - \frac{-4.04 + 0}{1.35} = -1.54 \text{ KN}$$

➤ ELU

Tableau III.14: Sollicitation a l'ELU (poutrelle type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	q _u KN/m	q' _u KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.35	3.35	6.71	4.8	0	-5.87	1.41	9.18	6.71	9.49	-12.99
BC	3.85	3.08	6.71	4.8	-5.87	-4.04	2.00	12.41	7.49	13.39	-12.44
CD	1.35	1.35	6.71	4.8	-4.04	0	1.12	0.86	-0.14	7.52	-1.54

➤ ELS :

Tableau III.15: Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	q _s KN/m	q' _s KN/m	M _g KN.m	M _d KN.m	x ₀ (m)	M _{0x} KN.m	M _t KN.m	V _g KN	V _d KN
AB	3.35	3.35	4.9	3.48	0	-4.25	1.42	6.71	4.91	6.94	-9.48
BC	3.85	3.08	4.9	3.48	-4.25	-2.93	2	9.07	5.51	9.78	-9.08
CD	1.35	1.35	4.9	3.48	-2.93	0	1.12	0.63	0.13	5.48	-1.14

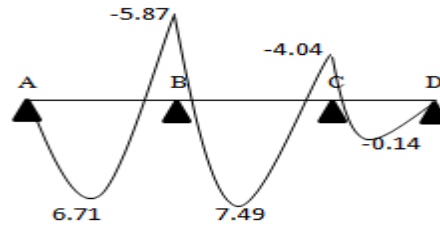


Figure III.21 : Diagramme des Moments à ELU (type 2).

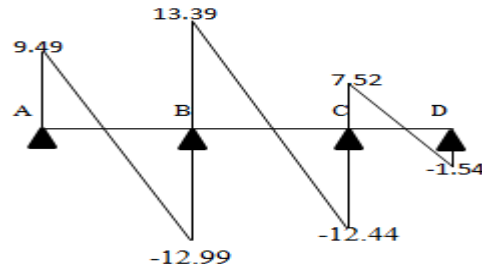
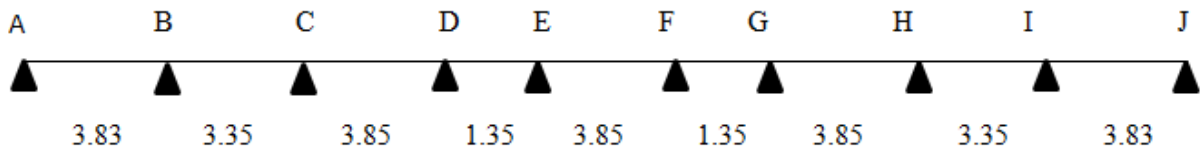


Figure III.22: Diagramme des efforts Tranchants à ELU type 2)

Type 03 :



➤ ELU

Tableau III.16: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.83	3.83	6.71	4.8	0	-6.54	1.66	12.09	9.26	11.14	-14.56
BC	3.35	2.68	6.71	4.8	-6.54	-4.75	1.75	9.39	3.79	11.77	-10.70
CD	3.85	3.08	6.71	4.8	-4.75	-4.14	1.95	12.43	7.99	13.08	-12.76
DE	1.35	1.08	6.71	4.8	-4.14	-4.14	0.68	1.53	-2.61	4.53	-4.53
EF	3.85	3.08	6.71	4.8	-4.14	-4.14	1.93	12.43	8.29	12.92	-12.92
FG	1.35	1.08	6.71	4.8	-4.14	-4.14	0.68	1.53	-2.61	4.53	-4.53
GH	3.85	3.08	6.71	4.8	-4.14	-4.75	1.9	12.43	7.99	12.76	-13.08
HI	3.35	2.68	6.71	4.8	-4.75	-6.54	1.6	9.39	3.79	10.70	-11.77
IJ	3.83	3.83	6.71	4.8	-6.54	0	2.17	12.09	9.26	14.56	-11.14

➤ELS :

Tableau III.17:Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	q_s KN/m	q'_s KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.83	3.83	4.9	3.48	0	-4.74	1.66	8.83	6.76	8.15	-10.62
BC	3.35	2.68	4.9	3.48	-4.74	-3.44	1.75	6.86	2.8	8.6	-7.82
CD	3.85	3.08	4.9	3.48	-3.44	-3	1.95	9.08	5.86	9.55	-9.32
DE	1.35	1.08	4.9	3.48	-3	-3	0.68	1.12	-1.88	3.31	3.31
EF	3.85	30.8	4.9	3.48	-3	-3	1.93	9.08	6.08	9.43	-9.43
FG	1.35	1.08	4.9	3.48	-3	-3	0.68	1.12	-1.88	3.31	-3.31
GH	3.85	3.08	4.9	3.48	-3	-3.44	1.9	9.08	5.86	9.32	-9.55
HI	3.35	2.68	4.9	3.48	-3.44	-4.74	1.6	6.86	2.8	7.82	-8.6
IJ	3.83	3.83	4.9	3.48	-4.74	0	2.17	8.83	6.76	10.62	-8.15

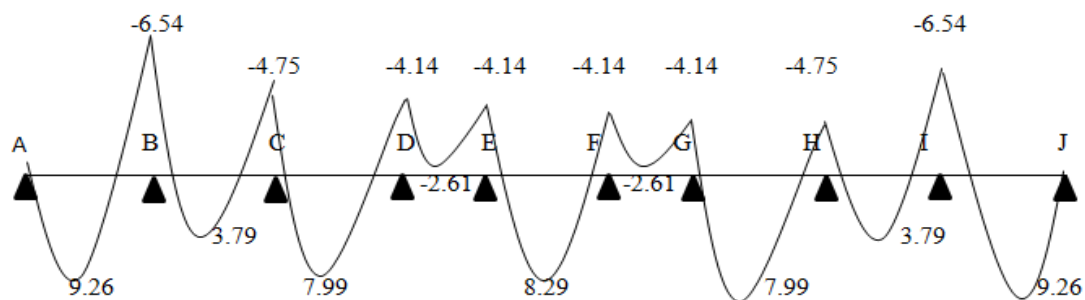


Figure III.23 : Diagramme des moments à ELU (type 3).

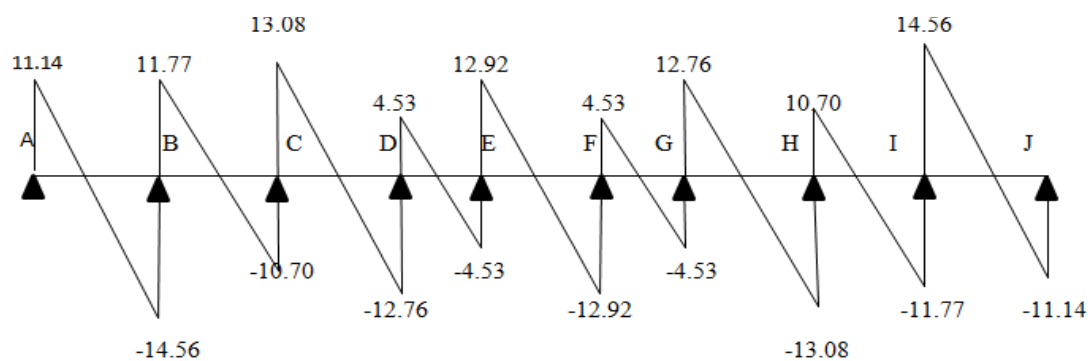
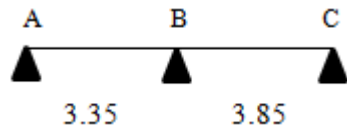


Figure III.24: Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 3).

❖Plancher étage courant:

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Type 01 :



➤ELU :

Travée AB :

$$M_{AB} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.3(3.35)^2}{8} = 8.84 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.3(3.85)^2}{8} = 11.67 \text{ KN.m}$$

*Moment sur les appuis :

-Appuis de rive :

$$M_A = M_B = 0$$

$$M_A = -0.15 M_B = -1.33 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 M_B = -1.75 \text{ KN.m}$$

-Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 \times 11.67 = -7.002 \text{ KN.m}$$

➤ELU :

Travée	L	q_u	M_0	M_g	M_d	α	M_t	T_g	T_d
AB	3.35	6.3	8.84	0	-7.002	0.214	5.91	10.55	-12.14
BC	3.85	6.3	11.67	-7.002	0	0.214	8.92	13.95	12.13

➤ELS :

Travée	L	q_s	M_0	M_g	M_d	α	M_t	T_g	T_d
AB	3.35	4.56	6.40	0	-5.07	0.214	4.28	7.64	-8.78
BC	3.85	4.56	8.45	-5.07	0	0.214	6.46	10.09	8.78

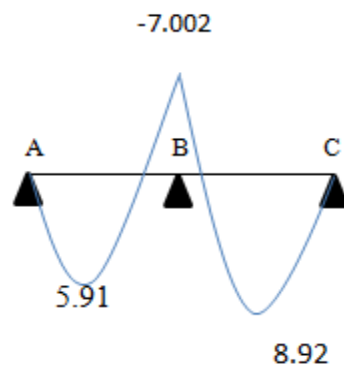


Figure III.25: Diagramme des moments à ELU (type 1).

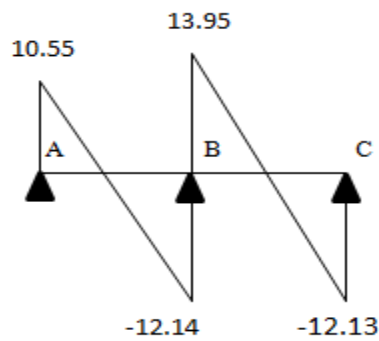
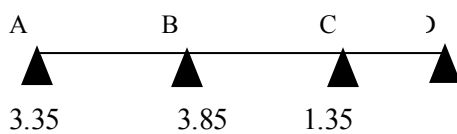


Figure III.26 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 1).

Type 02 :



➤ ELU :

- Calcul les moments aux appuis:

• Appui de rive:

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 5.51 = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 3.67 \text{ KN/ml}$$

$$q'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) b = (1.35 \times 3.67 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_D = -0.15 M_0$$

$$M_0 = \max (M_{AB}; M_{CD})$$

$$M_{AB} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.68 \times 3.35^2}{8} = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{q'_u \times L^2}{8} = \frac{4.68 \times 1.35^2}{8} = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = -0.15 \times 6.57 = -0.99 \text{ KN.m}$$

Tableau III.18: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.35	3.35	6.3	4.68	0	-5.72	1.4	8.6	6.21	8.85	-12.26
BC	3.85	3.08	6.3	4.68	-5.72	-3.94	2	11.66	6.68	12.59	-11.67
CD	1.35	1.35	6.3	4.68	-3.94	0	1.14	0.75	0.14	7.17	-1.33

➤ ELU :

Tableau III.19: Sollicitation à l'ELS (poutrelle type 2)

Travée	L (m)	L' (m)	q_s KN/m	q'_s KN/0m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.35	3.35	4.56	3.36	0	-4.11	1.41	6.24	4.51	6.41	-8.86
BC	3.85	3.08	4.56	3.36	-4.11	-2.83	2	8.44	4.99	9.11	-8.45
CD	1.35	1.35	4.56	3.36	-2.83	0	1.13	0.57	0.11	5.17	-0.98

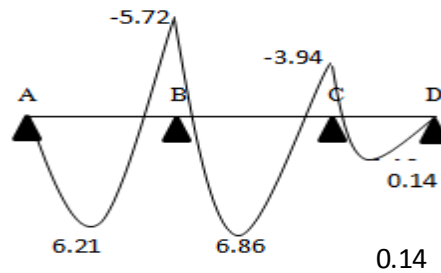


Figure III.27 : Diagramme des moments à ELU (type 2).

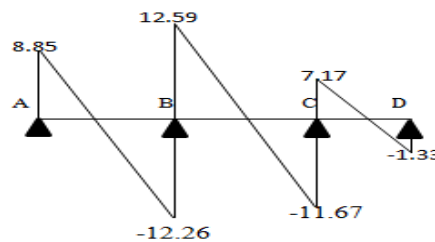


Figure III.28 : Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 2).

Type 03 :

➤ELU :

Tableau III.20: Sollicitation à l'ELU (poutrelle type 3)

travée	L (m)	L' (m)	q_u KN/m	q'_u KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.83	3.83	6.3	4.68	0	-6.38	1.65	11.33	8.58	10.4	-13.73
BC	3.35	2.68	6.3	4.68	-6.38	-4.63	1.76	8.81	3.35	11.07	-10.03
CD	3.85	3.08	6.3	4.68	-4.63	-4.03	1.95	11.67	7.34	12.28	-11.97
DE	1.35	1.08	6.3	4.68	-4.03	-4.03	0.68	1.44	-2.59	4.25	-4.25
EF	3.85	30.8	6.3	4.68	-4.03	-4.03	1.93	11.67	7.64	12.13	-12.13
FG	1.35	1.08	6.3	4.68	-4.03	-4.03	0.68	1.44	-2.59	4.25	-4.25
GH	3.85	3.08	6.3	4.68	-4.03	-4.63	1.9	11.67	7.34	11.97	-12.28
HI	3.35	2.68	6.3	4.68	-4.63	-6.38	1.59	8.81	3.35	10.03	-11.07
IJ	3.83	3.83	6.3	4.68	-6.38	0	2.18	11.33	8.58	13.73	-10.4

➤ELS :

Tableau III.21: Sollicitation a l'ELS (poutrelle type 3)

Travée	L (m)	L' (m)	q_s KN/m	q'_s KN/m	M_g KN.m	M_d KN.m	x_0 (m)	M_{0x} KN.m	M_t KN.m	V_g KN	V_d KN
AB	3.83	3.83	4.56	3.36	0	-4.58	1.65	8.2	6.23	7.54	-9.93
BC	3.35	2.68	4.56	3.36	-4.58	-3.33	1.76	6.38	2.46	8.01	-7.26
CD	3.85	3.08	4.56	3.36	-3.33	-2.9	1.95	8.45	5.34	8.89	-8.67
DE	1.35	1.08	4.56	3.36	-2.9	-2.9	0.68	1.04	-1.86	3.08	-3.08
EF	3.85	30.8	4.56	3.36	-2.9	-2.9	1.93	8.45	5.55	8.77	-8.77
FG	1.35	1.08	4.56	3.36	-2.9	-2.9	0.68	1.04	-1.86	3.08	-3.08
GH	3.85	3.08	4.56	3.36	-2.9	-3.33	1.9	8.45	5.34	8.67	-8.89
HI	3.35	2.68	4.56	3.36	-3.33	-4.58	1.59	6.38	2.45	7.62	-8.01
IJ	3.83	3.83	4.56	3.36	-4.58	0	2.18	8.2	6.23	9.93	-7.54

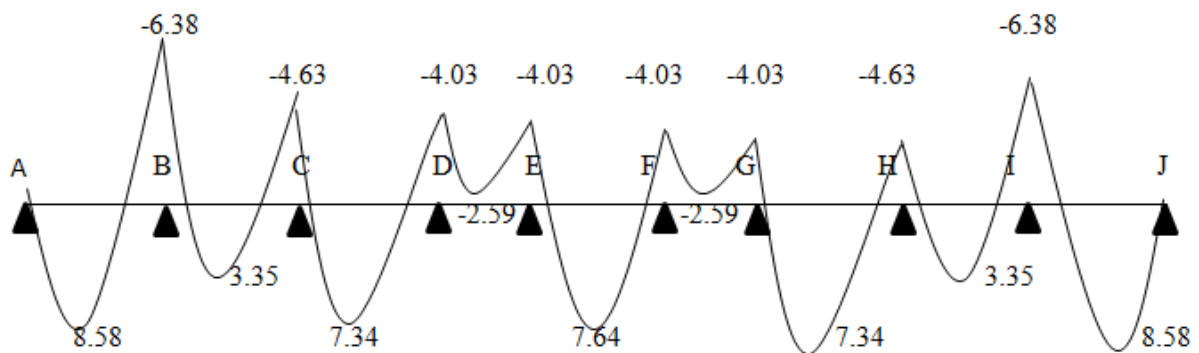


Figure III.29: Diagramme des moments à ELU (type 3).

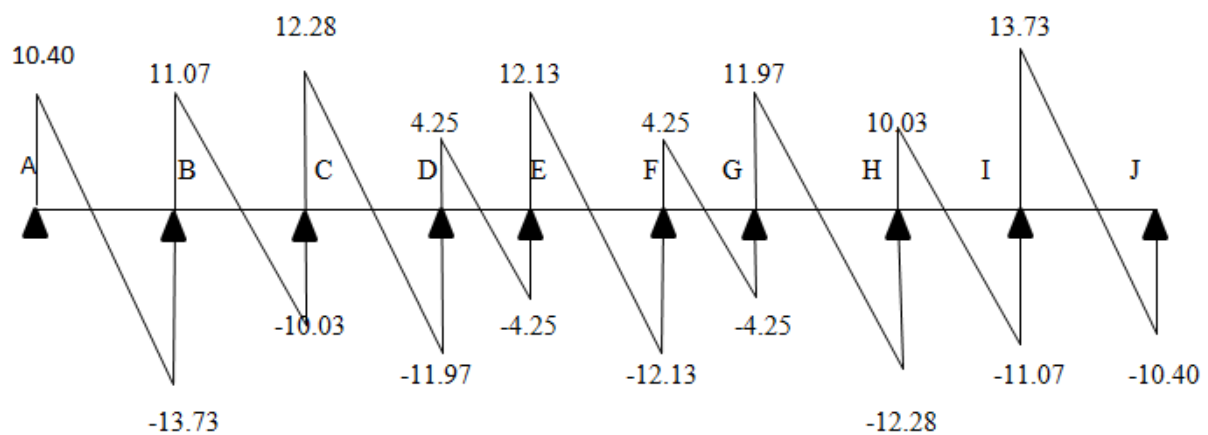


Figure III.30: Diagramme des efforts Tranchants à ELU (type 3).

* Sollicitations maximums :

➤ELU :

Tableau III.22:Les sollicitations maximums à ELU.

Type	Désignations	M_t (KN.m)	$M_{a \text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ de rive}}$ (KN.m)	T (KN)
Type 01	Terrasse	9.32	-7.46	-1.86	14.85
	Etage Courant	8.92	-7.002	-1.75	13.95
Type 02	Terrasse	7.49	-5.87	-1.01	13.39
	Etage Courant	6.68	-5.72	-0.98	12.59
Type 03	Terrasse	9.26	-6.54	-1.32	14.56
	Etage Courant	8.58	-6.38	1.29	13.73

➤ELS :

Tableau III.23:Les sollicitations maximums à ELS

Type	Désignations	M_t (KN.m)	$M_{a \text{ inter}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ de rive}}$ (KN.m)	T (KN)
Type 01	Terrasse	6.81	-5.45	-1.36	10.85
	Etage Courant	6.46	-5.07	-1.27	10.09
Type 02	Terrasse	5.51	-4.25	-0.73	9.78
	Etage Courant	4.99	-4.11	-0.71	9.11
Type 03	Terrasse	6.76	-4.74	-0.96	10.62
	Etage Courant	6.23	-4.58	0.92	9.93

III.2.1.8 Ferrailages des poutrelles :

❖Terrasse inaccessible :

On prend le cas le plus sollicité des planchers : Terrasse(Type01)

$$M_{tu}^{\max} = 9.32 \text{ KN.m} ; M_{au}^{\max} = -7.46 \text{ KN.m} ; T_{u\max} = 14.85 \text{ KN} ; M_{ta \text{ rive}} = -1.86 \text{ KN.m}$$

➤ELU :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.17 \times 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 58.95 > M_{tu}^{\max} = 9.32 \text{ KN.m}$ D'où la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile h_t (b× h)

❖En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{\max}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{9.32 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.031$$

$$\mu_{bu} = 0.031 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.031 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 180(1 - 0.4 \times 0.039) = 177.19 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}^{\max}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.32 \times 10^6}{177.19 \times \frac{400}{1.15}} = 151.22 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.51 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.51; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 soit $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Tableau III.24: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	S_t
9.32	0.031	0.039	177.19	1.51	1.41	2HA12= 2.26	25

❖ Sur appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h$)cm.

✓ Appui intermédiaire :

$$M_{\text{au}}^{\max} = -7.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{au}}^{\max}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{au}}^{\max}}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{7.46 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.162$$

$$\mu_{bu} = 0.162 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.162 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162}) = 0.222.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 180(1 - 0.4 \times 0.222) = 168.34 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{au}^{max}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.46 \times 10^6}{168.34 \times \frac{400}{1.15}} = 127.41 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.27 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{cal} = 1.27; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 soit $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Tableau III.25: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(\text{ cm}^2)$	$A_{min}(\text{ cm}^2)$	$A_{adop}(\text{ cm}^2)$	S_t
7.46	0.162	0.222	168.34	1.27	0.22	2HA10= 1.57	25

✓ Appui de rive :

$$M_{ta \text{ rive}} = -1.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ta \text{ rive}}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ta \text{ rive}}}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{1.86 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.041$$

$$\mu_{bu} = 0.041 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.041 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 180(1 - 0.4 \times 0.052) = 176.26 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{ta \text{ rive}}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.86 \times 10^6}{176.26 \times \frac{400}{1.15}} = 30.34 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 0.30 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 0.30; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 soit $A_s = 0.79 \text{ cm}^2$

Tableau III.26: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	S_t
7.46	0.041	0.052	176.26	0.30	0.22	1HA10= 0.79	25

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{14.85 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement

• **Choix des armatures transversales :**

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1 \right\} = \min \{0.57; 1; 1\}$$

$$Q_t = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } A_s = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **Espacement entre cadre (S_t) :**

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{09h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_s \times f_e}{0.4 b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_s \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10 (0.83 - 0.3 \times 2.1)} = 91.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times T_u$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (14.85 \times 10^3) = 42.69 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

-Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times (T_u + \frac{M_{\text{au}}^{\text{max}}}{0.9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (14.85 \times 10^3 - \frac{7.46 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -89.70 \text{ mm}^2$$

$A_l \geq -0.90 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{a b_0} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = \min \{0.9d ; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$$

$$T_u = 14.85 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{(14.85 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

• Vérification des contraintes à l'ELS :

❖ En travée :

$$M_{ts}^{\max} = 6.81 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18-4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

-Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A'_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18-y) \times 2.26 = 0$$

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.20 = 0$$

$$y = 3.84 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times (18 - 3.84)^2 \times 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.81 \times 10^6 \times 38.4}{8023.97 \times 10^4} = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Les résultats trouvés en travée sont regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III.27: Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
18.58	2.26	3.84	8023.97	3.26	Vérifié

❖ Sur appuis intermédiaires:

$$M_{as}^{max} = -5.45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190.30 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

-Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 1.57 = 0$$

$$32.5 y^2 + 23.55 y - 423.90 = 0$$

$$y = 3.27 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A'_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.27^3 + 15 \times (18 - 3.27)^2 \times 1.57 = 5867.30 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.45 \times 10^6 \times 32.7}{5867.30 \times 10^4} = 3.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.08 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Les résultats trouvés en appuie intermédiaire est regroupé dans le tableau suivant

Tableau III.28 : Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
5.45	1.57	3.27	5867.30	3.08	Vérifié

- Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{3.85} = 0.052 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c.n.v} \\ \frac{0.2}{3.85} = 0.052 \geq \frac{6.81}{10 \times 9.08} = 0.075 \quad \text{c.n.v} \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c.n.v} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifier donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

- Calcul de la flèche: BAEL 91(article B.6.5.2)[2]

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{pi} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- p: La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{pour } L > 5 \text{ m} \end{cases} \\ \Delta f_t \leq f_{admissible} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3) [2]}$$

Avec : $y = 3.84 \text{ cm}$; $I = 8023.97 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; b = 65 \text{ cm} ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0126 \rightarrow \rho = 0.0126$$

*Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left[\frac{h}{2} - y_G \right]^2 + (b - b_0) h_0 (y_G - \frac{h_0}{2})^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s}$$

$$y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 15 + 15 \times 2.26} = 6.72 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 6.72 \right]^2 + (65 - 10) \times 4 \times (6.72 - \frac{4}{2})^2 + (65 - 10) \frac{4^3}{12} +$$

$$15 \times 2.26 \times (18 - 6.72)^2 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

*Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) 0.0126} = 3.39 \longrightarrow \lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.39 = 1.36 \longrightarrow \lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 107214.2 \longrightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 4.67 = 1.87 \longrightarrow \lambda_v = 1.87$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 107214.2 \longrightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

*Calcul de Contraintes σ_s :

- σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \longrightarrow q_{j \text{ ser}} = 1.85 \text{ KN /m}$$

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 6.53 = 4.24 \longrightarrow q_{j \text{ ser}} = 4.24 \text{ KN /m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 (G + Q) = 0.65 \times (6.53 + 1) = 4.89 \longrightarrow q_{j \text{ ser}} = 4.89 \text{ KN /m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \cdot 3.85^2}{8} = 2.57 \longrightarrow M_{j \text{ ser}} = 2.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.24 \cdot 3.85^2}{8} = 5.89 \longrightarrow M_{g \text{ ser}} = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.89 \cdot 3.85^2}{8} = 6.80 M_{p \text{ ser}} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{j \text{ ser}} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 2.57 \times 10^6 (180 - 38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 68.03 \longrightarrow \sigma_{sj} = 68.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{g \text{ ser}} (d - y)}{I} = \frac{15 \times 5.89 \times 10^6 (180 - 38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 155.91 \longrightarrow \sigma_{sg} = 155.91 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{pser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 6.8 \times 10^6 (180 - 38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 180.00 \rightarrow \sigma_{sp} = 180 \text{ KN.m}$$

*Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 68.03 + 2.1} \right] = 0.36 \rightarrow \mu_j = 0.36$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 155.91 + 2.1} \right] = 0.63 \rightarrow \mu_g = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 180 + 2.1} \right] = 0.67 \rightarrow \mu_p = 0.67$$

*Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.36} = 18987.09 \rightarrow I_{fji} = 18987.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.63} = 13444.83 \rightarrow I_{fgi} = 13444.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.67} = 12887.52 \rightarrow I_{fpi} = 12887.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 1.36 \times 0.63} = 22705.16 \rightarrow I_{fgv} = 22705.16 \text{ cm}^4$$

*Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{2.57 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 18987.09 \times 10^4} = 0.62 \rightarrow f_{ji} = 0.62 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{5.89 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 13444.83 \times 10^4} = 2.02 \rightarrow f_{gi} = 2.02 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{6.8 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12887.52 \times 10^4} = 2.43 \rightarrow f_{pi} = 2.43 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{5.89 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 22705.16 \times 10^4} = 3.59 \rightarrow f_{gv} = 3.59 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 3.59 - 0.62 + 2.43 - 2.02$$

$$\Delta f_t = 3.38 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = 7.7 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 3.85 \leq f_{admissible} = 7.7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

➤Type 1 :

-Sollicitations maximales :

❖Etage courant :

On prend le cas le plus sollicité des planchers : Etage courant (Type01)

$M_{tu}^{max} = 8.92 \text{ KN.m}$; $M_{au}^{max} = -7.002 \text{ KN.m}$; $T_{u_{max}} = 13.95 \text{ KN}$; $M_{ta \text{ rive}} = -1.75 \text{ KN.m}$
 ➤EL.U :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.17 \times 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 58.95 > M_{tu}^{max} = 9.32 \text{ KN.m}$ D'où la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile $h_t(b \times h)$

❖ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{8.92 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.03$$

$$\mu_{bu} = 0.03 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.03 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.038.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 180(1 - 0.4 \times 0.038) = 177.26 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}^{max}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.92 \times 10^6}{177.26 \times \frac{400}{1.15}} = 144.67 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.45 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{cal} = 1.45; A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 soit $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Tableau III.29: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	S_t
8.92	0.030	0.038	177.26	1.45	1.41	2HA12= 2.26	15

❖ Sur appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h$)cm.

✓ Appui intermédiaire :

$$M_{au}^{max} = -7.002 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{max}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{max}}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{7.002 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.153$$

$$\mu_{bu} = 0.153 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.153 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}) = 0.209.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 180(1 - 0.4 \times 0.209) = 164.95 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{au}^{max}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.002 \times 10^6}{164.95 \times \frac{400}{1.15}} = 122.04 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.22 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{cal} = 1.22 ; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}10 \text{ soit } A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Tableau III.30: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(\text{ cm}^2)$	$A_{min}(\text{ cm}^2)$	$A_{adop}(\text{ cm}^2)$	S_t
7.46	0.153	0.209	164.95	1.22	0.22	2HA10= 1.57	15

✓ Appui de rive :

$$M_{ta \text{ rive}} = -1.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ta \text{ rive}}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ta rive}}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{1.75 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.038$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \leq \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow A = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow z = 180(1 - 0.4 \times 0.048) = 176.54 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{ta rive}}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.75 \times 10^6}{176.54 \times \frac{400}{1.15}} = 28.50 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{s(\text{calculé})} = 0.29 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 0.29; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 1\text{HA}10 \text{ soit } A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

Tableau III.31: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	S_t
7.46	0.038	0.048	176.54	0.29	0.22	1HA10= 0.79	15

•Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{13.95 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.78 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ Mpa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement

• Choix des armatures transversales :

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1 \right\} = \min \{0.57; 1; 1\}$$

$$Q_t = 0.6 \text{ cm}$$

On prend : $A_s = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• Espacement entre cadre (S_t) :

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_s \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_s \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.78 - 0.3 \times 2.1)} = 121.6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times T_u$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (13.95 \times 10^3) = 40.11 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq 0.40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

-Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times (T_u + \frac{M_{au}^{max}}{0.9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (13.95 \times 10^3 - \frac{7.002 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -84.16 \text{ mm}^2$$

$A_l \geq -0.84 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

•Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{ab_0} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = \min \{0.9d; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$

$T_u = 13.95 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots$ vérifie.

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

• Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{(13.95 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.91 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.91 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ vérifie.

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

• Vérification des contraintes à l'ELS :

❖ En travée :

$$M_{ts}^{\max} = 6.46 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18-4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

-Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A'_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18-y) \times 2.26 = 0$$

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.20 = 0$$

$$y = 3.84 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times (18 - 3.84)^2 \times 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.46 \times 10^6 \times 38.4}{8023.97 \times 10^4} = 3.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.09 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Les résultats trouvés en travée sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
18.58	2.26	3.84	8023.97	3.09	Vérifié

❖ Sur appuis intermédiaires:

$$M_{as}^{max} = -5.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190.30 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

-Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 1.57 = 0$$

$$32.5 y^2 + 23.55 y - 423.90 = 0$$

$$y = 3.27 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.27^3 + 15 \times (18 - 3.27)^2 \times 1.57 = 5867.30 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.07 \times 10^6 \times 32.7}{5867.30 \times 10^4} = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.83 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Les résultats trouvés en appuie intermédiaire est regroupé dans le tableau suivant

Tableau III.33: Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
5.45	1.57	3.27	5867.30	2.83	Vérifié

•Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{3.85} = 0.052 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c.n.v} \\ \frac{0.2}{3.85} = 0.052 \geq \frac{6.46}{10 \times 9.08} = 0.075 \quad \text{c.n.v} \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c.n.v} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifier donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

-Calcul de la flèche : BAEL 91

-Calcul de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.2) [2]

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

- f_{pi} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- p : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{pour } L > 5 \text{ m} \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3) [2]} \\ \Delta f_t \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$

Avec : $y = 3.84 \text{ cm}$; $I = 8023.97 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0126 \quad \rightarrow \quad \rho = 0.0126$$

*Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left[\frac{h}{2} - y_G \right]^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s}$$

$$y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 15 + 15 \times 2.26} = 6.72 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 6.72 \right]^2 + (65 - 10) \times 4 \times \left(6.72 - \frac{4}{2} \right)^2 + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + 15 \times 2.26 \times (18 - 6.72)^2 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

*Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65} \right) 0.0126} = 3.39 \longrightarrow \lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.39 = 1.36 \longrightarrow \lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \longrightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 4.67 = 1.87 \longrightarrow \lambda_v = 1.87$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \longrightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \longrightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

*Calcul de Contraintes σ_s :

- σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \longrightarrow q_{j \text{ ser}} = 1.85 \text{ KN /m}$$

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 6.53 = 4.24 \longrightarrow q_{j \text{ ser}} = 4.24 \text{ KN /m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 (G + Q) = 0.65 \times (6.53 + 1) = 4.89 \longrightarrow q_{j \text{ ser}} = 4.89 \text{ KN /m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 3.85^2}{8} = 2.57 \longrightarrow M_{j \text{ ser}} = 2.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{g\text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g\text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.24 \times 3.85^2}{8} = 5.89 \longrightarrow M_{g\text{ ser}} = 5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{p\text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p\text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.89 \times 3.85^2}{8} = 6.80 \longrightarrow M_{p\text{ ser}} = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{j\text{ ser}} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 2.57 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 68.03 \longrightarrow \sigma_{sj} = 68.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{g\text{ ser}} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 5.89 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 155.91 \longrightarrow \sigma_{sg} = 155.91 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{p\text{ ser}} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 6.8 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 180.00 \longrightarrow \sigma_{sp} = 180 \text{ KN.m}$$

*Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 68.03 + 2.1} \right] = 0.36 \longrightarrow \mu_j = 0.36$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 155.91 + 2.1} \right] = 0.63 \longrightarrow \mu_g = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 180 + 2.1} \right] = 0.67 \longrightarrow \mu_p = 0.67$$

*Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.36} = 18987.09 \longrightarrow I_{fji} = 18987.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.63} = 13444.83 \longrightarrow I_{fgi} = 13444.83 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.67} = 12887.52 \longrightarrow I_{fpi} = 12887.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 1.36 \times 0.63} = 22705.16 \longrightarrow I_{fgv} = 22705.16 \text{ cm}^4$$

*Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{j\text{ ser}} l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{2.57 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 18987.09 \times 10^4} = 0.62 \longrightarrow f_{ji} = 0.62 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g\text{ ser}} l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{5.89 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 13444.83 \times 10^4} = 2.02 \longrightarrow f_{gi} = 2.02 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\text{ ser}} l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{6.8 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12887.52 \times 10^4} = 2.43 \longrightarrow f_{pi} = 2.43 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g\text{ ser}} l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{5.89 \times 10^6 \times (3.85 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 22705.16 \times 10^4} = 3.59 \longrightarrow f_{gv} = 3.59 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 3.59 - 0.62 + 2.43 - 2.02$$

$$\Delta f_t = 3.38 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = 7.7 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 3.85 \leq f_{admissible} = 7.7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Tableau III.34: Les schémas de ferrillages des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Type 01			
Etage courant			
Type 01			

III.6.3 Etude de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3). [5]

Selon le CBA93 article (B.6.8.4.2.3) [5] la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ❖ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

50 cm $\leq$ entre axes des poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 l_0}{f_e}$$

$$l_0 = 65 \text{ cm}$$

$f_e = 235 \text{ Mpa}$: Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106$$

$$A_T = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec: $S_t \leq 20 \text{ cm}$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.553$$

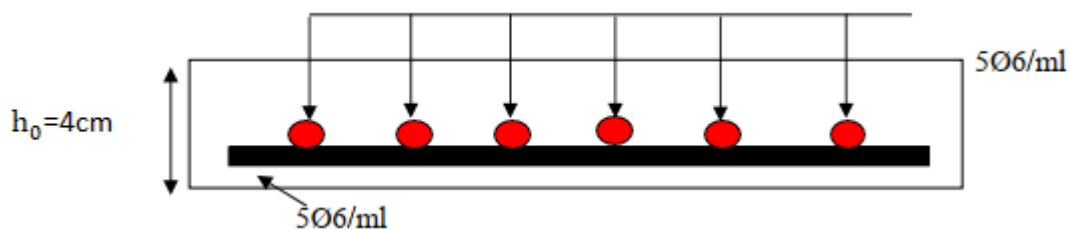
Avec :

Avec: $S_t \leq 33 \text{ cm}$

On choisit : un treillis soudés $\Phi_6 (150 \times 150) \text{ mm}^2$

5HA 6/ml = $1.41 \text{ cm}^2 \perp$ aux poutrelles $\rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

5HA 6/ml = $1.41 \text{ cm}^2 //$ aux poutrelles $\rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.



FigureIII. 31 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV : *Etude Sismique*

IV. Etude sismique :**IV.1. Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Elle est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Le but de ce chapitre est de faire un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes [1]. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Auto desk ROBOT 2014[3].

IV.2.Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures, les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus
- Dimensionner les éléments structuraux de la structure.

IV.3. Objectif de l'étude sismique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape nécessaire toujours initialement l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone II.a) dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles

IV.4. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes [1], calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes qui sont les suivantes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1. Méthode statique équivalente :**❖ Principe :**

C'est une méthode simple qui traite seulement le 1er mode de vibration et elle néglige les autres modes .Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictives. 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.

❖ Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a). Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
 - b). Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes
- Zone I :

- Tous groupes

Zone II :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**❖ Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Modélisation :

- a) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques.
 - b) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
 - c) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
 - d) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
 - e) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

❖ Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La Méthode d'Analyse Modale Spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.5. Choix de la méthode de calcul :**IV.5.1. Critères de classification par RPA 99 version 2003 :****❖Classification des zones sismiques :**

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

ZONE 0 : sismicité négligeable.

ZONE I : sismicité faible.

ZONEII : sismicité moyenne.

ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne (ZONE II_a).

❖Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre structure se situe dans un site meuble (S3).



Figure IV.1 : plan 3D.

*Premièrement, on va essayer les conditions de La méthode statique équivalente

a) Régularité en plan :

D'après [RPA99version2003][1] Article (3.5.1) on doit faire une vérification de régularité en plan et en élévation [1] :

$$\text{Condition 1 : } 0.25 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 4$$

$$0.25 \leq \frac{28.96}{18.41} = 1.57 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Condition 2 : La somme des dimensions des parties saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

$$\text{Condition 2 : } \frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25$$

$$\frac{3.71 + 3.71}{18.41} = 0.40 \leq 0.25 \dots\dots\dots \text{non vérifie}$$

b) Régularité en élévation:

$$\frac{B'}{B} = 1 \geq 0.67 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

La construction est considéré régulière en élévation.

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe d'usage 2), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 23 m (21.42 m).

IV.6.Application de la méthode statique équivalente :

IV.6.1.Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale (V), appliquée à la base de la structure est donnée D'après [RPA99version2003] [1] par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d usage 2} \\ \text{zone sismique IIa} \end{array} \right. \Longrightarrow A_X = A_Y = 0.15$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} 2.5\eta \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de [RPA99 version 2003].

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S_3)

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

ε : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 4.2) [1]. $\Rightarrow \xi = 8.5$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.816$$

ε : Pourcentage d'amortissement critique fonction des matériaux constitutifs, du type de structure et de l'importance des remplissages RPA99 [1] (Tableau 4.2) : Tableau donnant les valeurs de ε (%):

T : La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de [RPA99/ version 2003].

$C_T = 0,05$: le cas 4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}.$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\begin{cases} D_x = 28.61\text{m} \\ D_y = 18.07\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{3/4} \implies T = 0.05 \times 21.42^{3/4} = 0.49\text{s} \\ T_x = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} \implies T_x = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{28.61}} = 0.36\text{s} \\ T_y = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} \implies T_y = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{18.07}} = 0.45\text{s} \end{cases}$$

En prend:

$$T_x = \min (T_x ; T) = \min (0.36\text{s}; 0.49\text{s}) = 0.36\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y ; T) = \min (0.45\text{s}; 0.49\text{s}) = 0.45\text{s}$$

$$\implies 0 < T < T_2$$

Donc D égale : $D = 2.5 \eta$

$$D_x = 2.04$$

$$D_y = 2.04$$

Donc La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.36 = 0.468\text{s} \implies T_{sx} = 0.47\text{s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.45 = 0.585\text{s} \implies T_{sy} = 0.59\text{s}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 [RPA99version2003] en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'Article 3.4 du [RPA99/version2003].

$$R_x = R_y = 4$$

Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

p_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités

Critère q	Observé	p_{qx}	Observé	p_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Oui	0
5. Control de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Control de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Donc : $Q_x = 1.2$

$$Q_y = 1.15$$

W : Poids total de la structure :

D'après [RPA99 /version2003] (Article 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de [RPA99/version2003]

W : Est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_1^6 w_i \text{ avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Avec :

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

w_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de [RPA99/ version 2003].

Pour notre type d'ouvrage (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure a 28 été calculé en utilisant le logiciel ROBOT2014 [3] la valeur trouvé est : $W = 35202.43$ KN.

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 35202.43 = 3231.58 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{4} \times 35202.43 = 3096.93 \text{ KN}$$

La force sismique $V_{dynamiaue}$ a la base :

Cas 6 : Ex

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	-2992,62	27,99	-7,82	-12,06	-935,99	5,89
Somme réactions	-2981,50	45,42	-0,00	-705,48	-44995,72	31000,13
Somme efforts	2981,45	-45,42	0,0	705,49	44996,06	-31000,01
Vérification	-0,05	-0,00	-0,00	0,01	0,34	0,13
Précision	4,74555e-002	8,80915e-004				

$$V_{x \text{ dynamiaue}} = 2981.45 \text{ KN}$$

Cas 6 : Ey

Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	-27,68	-2911,27	-0,17	1646,66	-12,98	-6,67
Somme réactions	-43,54	-2902,34	0,00	43765,20	-688,73	-45452,84
Somme efforts	43,54	2902,35	0,0	-43765,44	688,74	45452,91
Vérification	-0,00	0,01	0,00	-0,25	0,01	0,07
Précision	4,74555e-002	8,80915e-004				

$$V_{y \text{ dynamiaue}} = 2902.35 \text{ KN}$$

IV.7. Méthode dynamique modale spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003[1] pour un calcul statique équivalent.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (2) représenté sous forme de courbe :

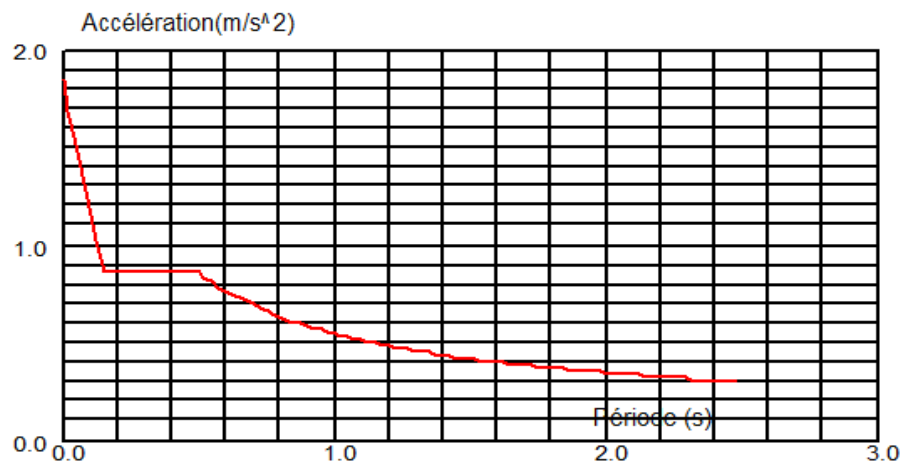


Figure IV.2: Spectre de réponse.

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel Auto desk ROBOT. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.8. Disposition des voiles

Le choix d'une disposition des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

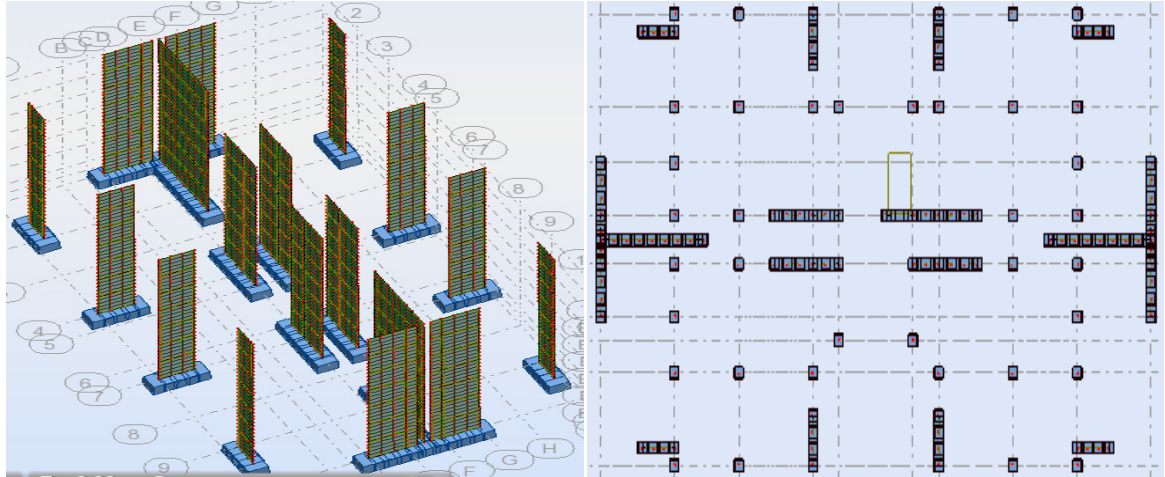


Figure IV.3 : Disposition des voiles.

A partir cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003[1].

IV.9. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.9.1. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

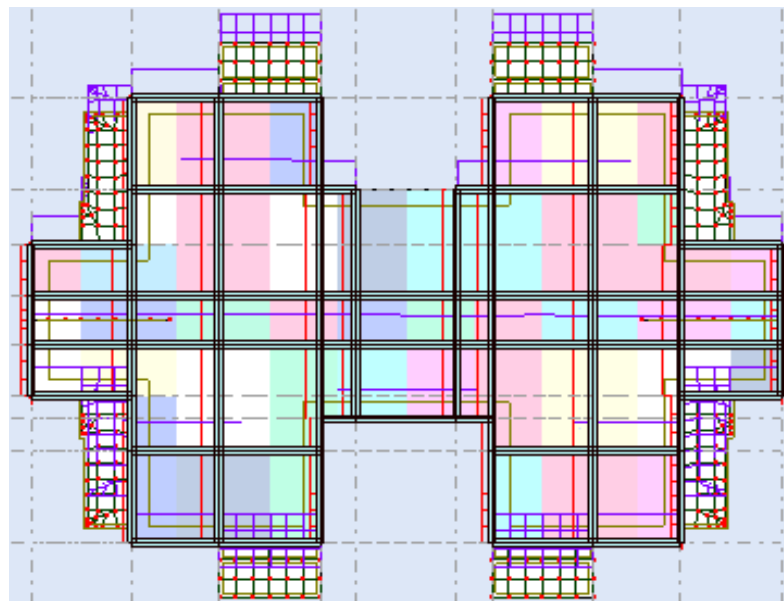


Figure IV.4 : mode 01 : $T = 0.44$; translation selon (y-y).

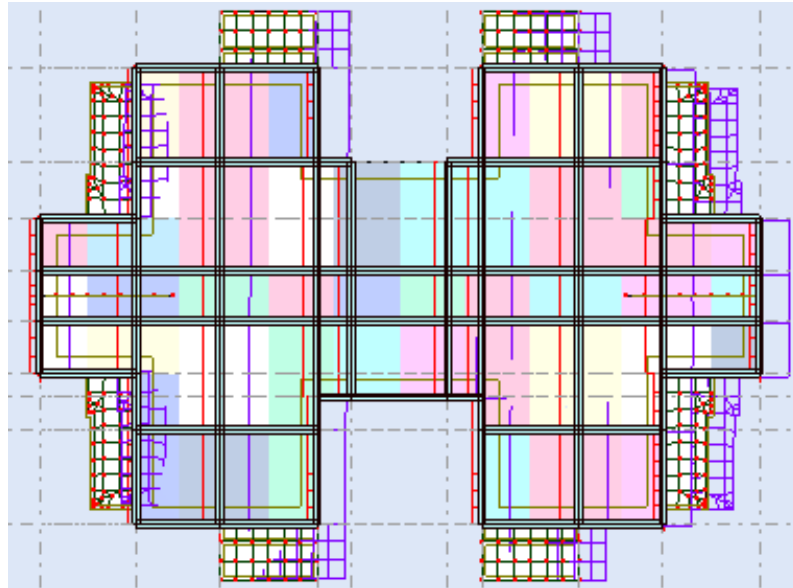


Figure IV.5: mode 02 : $T = 0.39$; translation selon (x-x)

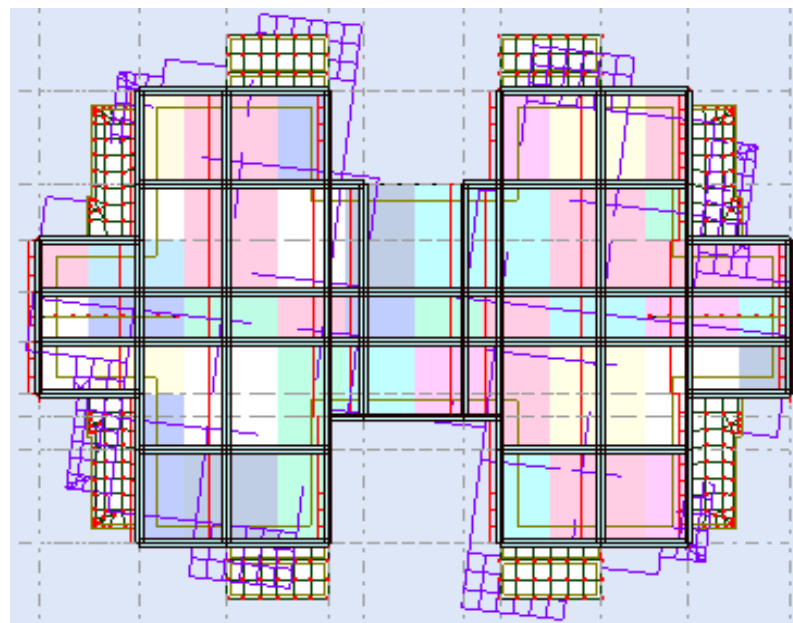


Figure IV.6 : mode 03 : $T = 0.39$; rotation selon (z-z)

Le RPA99/version2003 (Article 4.3.4-a) [1] exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 : période de vibration et taux de participation.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,44	0,02	72,04	0,02	72,04	3589649,36	3589649,36
3/ 2	0,39	69,78	72,06	69,75	0,02	3589649,36	3589649,36
3/ 3	0,37	70,07	72,06	0,29	0,00	3589649,36	3589649,36
3/ 4	0,12	70,07	87,62	0,00	15,56	3589649,36	3589649,36
3/ 5	0,10	87,02	87,62	16,95	0,00	3589649,36	3589649,36
3/ 6	0,10	87,12	87,62	0,10	0,00	3589649,36	3589649,36
3/ 7	0,06	87,12	93,22	0,00	5,59	3589649,36	3589649,36
3/ 8	0,05	92,84	93,22	5,73	0,00	3589649,36	3589649,36
3/ 9	0,05	92,85	93,22	0,01	0,00	3589649,36	3589649,36
3/ 10	0,04	92,85	93,22	0,00	0,00	3589649,36	3589649,36

***Analyse des résultats :**

Ces résultats montrent que la participation modale suivant :

- La direction X atteint 90% lorsqu'on prend les 8 modes (92.84%).
- La direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les 7 premier modes (93.22%).

***Vérification de la période :**

L'Article (4.2.4) du RPA99/Version2003 recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% :

$$T_{dy}(\text{Mode 01})=0.44 \text{ s} < T_{\text{empirique}}=1.3 \times 0.36 = 0.468 \text{ s} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

***Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'Article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par équivalente V_{st} . Nous avons :

$$V_{\text{dynamiaue}} \geq 0.8 V_{st}$$

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Forces sismiques	V_{statique} (KN)	$0.8 V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamiaue}}$ (KN)	Observation
Sens xx	3231.58	2585.26	2981.45	CV
Sens yy	3096.93	2477.54	2902.35	CV

***Vérification vis-à-vis des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par : D'après RPA99/ version2003 (Article 4.4.3) :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} = Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effèt de torsion).

R : Coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le RPA99/ version 2003 (Article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta K \leq 1\% \times h_e$$

h_e : La hauteur de l'étage

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements pour le sens xx.

Niveau	Sens xx						
	$\delta_{eK}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\Delta K(m)$	1% h_e (m)	$\frac{\Delta K}{h_k 1\%}$	Obs.
RDC	0.001	4	0.004	0.004	0.0306	0.0013	ok
1 ^{er} étage	0.004	4	0.016	0.012	0.0306	0.0039	ok
2 ^{eme} Etage	0.008	4	0.032	0.016	0.0306	0.0052	ok
3 ^{eme} Etage	0.012	4	0.048	0.016	0.0306	0.0052	ok
4 ^{eme} Etage	0.016	4	0.064	0.016	0.0306	0.0052	ok
5 ^{eme} Etage	0.020	4	0.08	0.016	0.0306	0.0052	ok
6 ^{eme} Etage	0.024	4	0.096	0.016	0.0306	0.0052	ok

Tableau IV.5: Vérification des déplacements pour le sens YY.

Niveau	Sens yy						
	$\delta_{eK}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\Delta K(m)$	1% h_e (m)	$\frac{\Delta K}{h_k 1\%}$	Obs.
RDC	0.002	4	0.008	0.008	0.0306	0.0026	Ok
1 ^{er} Etage	0.006	4	0.024	0.016	0.0306	0.0052	Ok
2 ^{eme} Etage	0.011	4	0.044	0.02	0.0306	0.0065	Ok
3 ^{eme} Etage	0.016	4	0.064	0.02	0.0306	0.0065	Ok
4 ^{eme} Etage	0.021	4	0.084	0.02	0.0306	0.0065	Ok
5 ^{eme} Etage	0.026	4	0.104	0.02	0.0306	0.0065	Ok
6 ^{eme} Etage	0.030	4	0.12	0.016	0.0306	0.0052	Ok

***Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

***Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \text{ Tel que :}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

« k » Avec : $P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$

L'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le

facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$

Si : $\theta_K > 0.2$.La structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.6 : Vérification à L'effet P-Δ.

Niveau	Sens xx					
	P_K (KN)	Δk (m)	V_K (KN)	h_K (m)	θ	$\theta \leq 0.1$
RDC	35202.43	0.004	2981.45	3.06	0.02	CV
1 ^{er} Etage	29837.96	0.012	2893.11	3.06	0.04	CV
2 ^{eme} Etage	24846.37	0.016	2692.14	3.06	0.05	CV
3 ^{eme} Etage	19854.77	0.016	2405.51	3.06	0.04	CV
4 ^{eme} Etage	14863.19	0.016	2020.00	3.06	0.04	CV
5 ^{eme} Etage	9871.59	0.016	1528.62	3.06	0.03	CV
6 ^{eme} Etage	4883.74	0.016	883.21	3.06	0.03	CV

Tableau IV.7 : Vérification à L'effet P-Δ.

Niveau	Sens yy					
	P _K (KN)	Δk(m)	V _K (KN)	h _K (m)	θ	θ ≤ 0.1
RDC	35202.43	0.008	2902.35	3.06	0.03	CV
1 ^{er} Etage	29837.96	0.016	2817.19	3.06	0.06	CV
2 ^{eme} Etage	24846.37	0.02	2623.51	3.06	0.06	CV
3 ^{eme} Etage	19854.77	0.02	2339.25	3.06	0.06	CV
4 ^{eme} Etage	14863.19	0.02	1948.83	3.06	0.05	CV
5 ^{eme} Etage	9871.59	0.02	1455.87	3.06	0.04	CV
6 ^{eme} Etage	4883.74	0.016	829.29	3.06	0.03	CV

***Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans ces tableaux, les effets P-Δ peuvent être négligés.

***Vérification de l'effort normal réduit:**

Selon l'article 7.4.3.1 du RPA99/2003[1], dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : L'aire de la section transversale du poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau IV.8 : Vérification selon RPA / version 2003 des dimensions des poteaux.

Niveau	N _d (KN)	B (cm ²)	F _{c28} (KN/cm ²)	V ≤ 0.3	observation
RDC	1227.88	45×45	2.5	0.24	vérifiée
1 ^{er} Etage	1043.5	45×45	2.5	0.21	vérifiée
2 ^{eme} Etage	864.03	45×45	2.5	0.17	vérifiée
3 ^{eme} Etage	688.60	45×45	2.5	0.14	vérifiée
4 ^{eme} Etage	516.43	45×45	2.5	0.10	vérifiée
5 ^{eme} Etage	346.59	45×45	2.5	0.07	vérifiée
6 ^{eme} Etage	178.93	45×45	2.5	0.04	vérifiée

***Vérification de L'excentricité accidentelle :**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel ; en lui affectant la valeur exigée par le RPA99/version2003(Article4.3.7).

$\pm 0.05L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0.05 \times L_{xi}$

Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0.05 \times L_{yi}$

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 :

$$X_G = \sum \frac{M_i \times X_i}{M_i} \text{ Et } Y_G = \sum \frac{M_i \times Y_i}{M_i}$$

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.

Tableau IV.9 : Centre de masse et centre de torsion.

	Position du Centre de masse		Position du Centre de torsion	
Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
RDC	14.31	9.15	14.30	9.04
1 ^{er} Etage	14.31	9.15	14.30	9.04
2 ^{eme} Etage	14.31	9.15	14.30	9.04
3 ^{eme} Etage	14.31	9.15	14.30	9.04
4 ^{eme} Etage	14.31	9.15	14.30	9.04
5 ^{eme} Etage	14.31	9.15	14.30	9.04
6 ^{eme} Etage	14.30	9.10	14.30	9.04

• **Calcul de l'excentricité :**

- L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| ; e_y = |Y_G - Y_R|$$

- L'excentricité accidentelle :

Sens x-x : $e_{acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 28.61 = 1.431 \text{ m}$

Sens y-y : $e_{acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 18.07 = 0.904 \text{ m}$

Tableau IV.10 : Vérification de L'excentricité accidentelle

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		Observation
	e_x	e_y	$e_{acc \ x}$	$e_{acc \ y}$	$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
1 ^{er} Etage	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
2 ^{eme} Etage	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
3 ^{eme} Etage	0.01	0.11	1.431	0.904	CV
4 ^{eme} Etage	0.00	0.06	1.431	0.904	CV
5 ^{eme} Etage	0.01	0.12	1.431	0.904	CV
6 ^{eme} Etage	0.01	0.07	1.431	0.904	CV

***Analyse des résultats :**

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition vérifiée.

***Vérification au renversement :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation Suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$$M_{st} : \text{Moment stabilisant, } M_{st} = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversant, } M_r = \sum F_i \times h_i$$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

Sens xx

Tableau IV.11 : Vérification de renversement de la Tour sens xx.

Niveau	F_x	h_i (m)	L_x	$L_x/2$ (m)	M_r (KN.m)	M_{st} (KN.m)
RDC	2981.45	3.06	28.61	14.31	9123.24	503746.77
1 ^{er} Etage	2893.11	3.06	28.61	14.31	8852.92	426981.21
2 ^{eme} Etage	2692.14	3.06	28.61	14.31	8237.95	355551.55
3 ^{eme} Etage	2405.51	3.06	28.61	14.31	7360.86	284121.76
4 ^{eme} Etage	2020.00	3.06	28.61	14.31	6181.20	212692.25
5 ^{eme} Etage	1528.62	3.06	28.61	14.31	4677.58	141262.45
6 ^{eme} Etage	883.21	3.06	28.61	14.31	2702.62	69886.32

Analyse des résultats :

$$\sum M_{st} = 1894242.31 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_r = 47136.37 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_r} = 40.19 \geq 1.5$$

→ Cette condition est vérifiée selon X.

Sens yy :

Tableau IV.12. Vérification de renversement de la Tour sens yy.

Niveau	F_y	h_i (m)	L_y	$L_y/2$ (m)	M_r (KN.m)	M_{st} (KN.m)
RDC	2902.35	3.06	18.07	9.04	8881.19	318229.97
1 ^{er} Etage	2817.19	6.12	18.07	9.04	8620.60	269735.16
2 ^{eme} Etage	2623.51	9.18	18.07	9.04	8027.94	224611.18
3 ^{eme} Etage	2339.25	12.24	18.07	9.04	7158.11	179487.12
4 ^{eme} Etage	1948.83	15.3	18.07	9.04	5963.42	134363.24
5 ^{eme} Etage	1455.87	18.36	18.07	9.04	4454.96	89239.17
6 ^{eme} Etage	829.29	21.42	18.07	9.04	2537.63	44149.01

Analyse des résultats :

$$\sum M_{st} = 1259814.85 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_r = 45643.85 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{st}}{M_r} = 27.60 \geq 1.5$$

→ Cette condition est vérifiée selon Y.

Remarque :

Dans le chapitre 2, Toutes les conditions ne sont pas satisfaites donc on augmente les sections des poteaux (45×45).

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte et une bonne mise en œuvre sur chantier assurée par un suivi rigoureux.

Chapitre V :
Etude des éléments
structuraux

V.1 Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister aux combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91 [2] et RPA99 » [1] : nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable et dans les situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; Nuance FeF400 ; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$
- Acier : $\gamma_s = 1.00$; Nuance FeF400 ; $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

V.2.1 Combinaison spécifique de calcul :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 » [2] :

$$\begin{cases} 1.35 \times G + 1.5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 » art 5.2 [1] :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \dots \dots \dots (ACC) \\ 0.8 G \pm E \dots \dots \dots (ACC) \end{cases}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

Ils seront donc calculés en flexion composée. Dans les calculs on peut avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA [5] : et aussi aux prescriptions du RPA [1] : données ci-après :

V.2.2 Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- La jonction par recouvrement doit être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max} \left(\frac{h_2}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$

V. 2. 3 Armatures transversales :

D'après [RPA99version2003] (Art 7.4.2.2) [1] : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant; il est pris égale à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \dots \dots \dots Z_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \dots \dots \dots Z_g < 5 \\ \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \end{cases}$$

Avec :

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau.

- La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$: En pourcentage est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5: A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1). \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3: A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1). \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5: \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99[2].}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la Formule (1); par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \Phi_1$ en zone IIa
- Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.2.4 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/2003 article 7.4.3 [1] dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.3 \text{ Avec :}$$

N_d : L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B_c : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1 : Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.

Poteaux	$N_d(KN)$	$N_d(cm^2)$	F_{c28}	$V \leq 0.3$	observation
45×45	1227.88	45×45	25	0.24	vérifiée

V.2.5 Calcul des armatures longitudinales :

Tableau V.2 : sollicitations dans les poteaux.

	ELU		G+Q±E		0.8G±E	
	N_{max} et M_{corr}		M_{max} et N_{corr}		N_{min} et M_{corr}	
poteaux	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
45×45	1227.88	6.49	66.14	82.69	96.15	24.54

Remarque

Les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus correspondent aux combinaisons les plus défavorables pour les poteaux.

V.2.6 Ferrailage des Poteaux (45x45) cm:

$$\begin{cases} b = h = 45cm. \\ d = 0.9 = 40.5cm. \\ c = 2 cm = 0.02m ; \sigma_{sc} = 348 Mpa \end{cases}$$

Nuance Fe400 ; Fissuration préjudiciable.

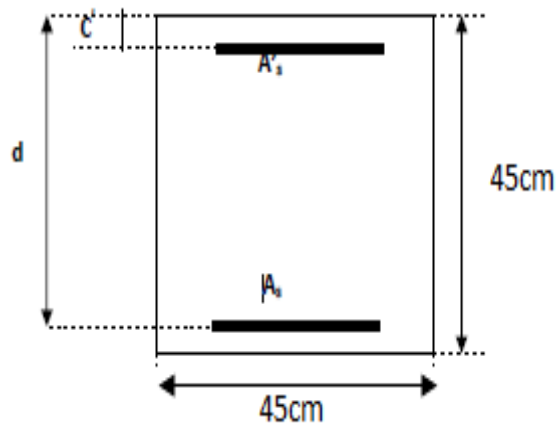


Figure V.1 : Représentation schématique Poteau (45×45)

Exemple de calcul :

- ELU:

$$N_{max} = 1227.88 KN$$

$$M_{corr} = 6.49 KN.m$$

Calcul de l'excentricité « e »:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max (2\text{cm} ; l / 250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6.49}{1227.88} = 0.52 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2.52 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire si :

$$L_f / h < \max (15 ; 20 \times e_1 / h)$$

On a donc:

$$L_f = 0,7 L_0 = 0.7 \times 3.10 = 2.14 \text{ m.} \longrightarrow L_f / h < \max (15 ; 1.12)$$

$L_f / h = 4.76 < 15$ Donc : les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire

$$e_2 = 3. L_f^2. (2 + \alpha . \varphi) / 10^4 . h = 1.06 \text{ cm}$$

$$\varphi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{27.32}{27.32 + 9.02} = 0.75$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.58 \text{ cm}$$

$$M_u = N . e = 1227.88 \times 0.0358 = 43.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 43.95 + 1227.88 \times (0.405 - 0.225) = 264.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_b} = \frac{264.97 \times 10^3}{0.45 \times 405^2 \times 14.17} = 0.253$$

$$\mu_a = 0.253 < 0.943 \quad \dots \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.253}) = 0.371$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) \longrightarrow Z = d (1 - 0.4 \times 0.371) = 34.49 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{264.97 \times 10^3}{34.49 \times 10^{-2} \times 348} = 22.08 \text{ cm}^2$$

➤ Sections minimales exigée par le RPA99/version2003:

- poteaux (45 x 45)

$$A_{\min} = 18.23 \text{ cm}^2$$

Les sections d'acier sont représentées dans le tableau suivant :

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.3 : ferrailage du poteau.

Sections Poteaux (cm ²)	Section d'acier de calcul (cm ²)			Section Min RPA (cm ²)	Section retenue (cm ²)	Choix des barres
	Comb01	Comb02	Comb03			
45×45	22.11	6.24	3.20	18.23	22.24	8HA16+4HA14

❖ Calcul des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = (0.7 \times 306)/45 = 4.76$$

➤ **Espacement :**

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa
- dans la zone courante : $t' \leq 15 \Phi_1$ en zone IIa

Φ_1 : Diamètre minimal longitudinal

On prend : $t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Espacement des cadres :(BAEL 91)**

$S_t = \text{min} (12 \Phi_1 ; a/2 ; 30\text{cm})$. (En zone courante, a la plus petite dimension).

$S_t = \text{min} (8 \Phi_1 ; a/4 ; 15\text{cm})$. (En zone critique).

On prend la min $S_t = (\text{RPA}, \text{BAEL})$ Donc : zone critique $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante $S_t = 14 \text{ cm}$.

➤ **Détermination de A_t :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 49.14 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit une section de :

$$4\Phi 10 \longrightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poteaux à l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{49.14 \times 10^3}{450 \times 405} \quad \text{Avec : } V = 49.14 \text{ KN}$$

$$\tau = 0.27 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{V} = \min (0.2 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{V}_u = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \bar{V}$$

$$\tau < \bar{V}_u$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{smin} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 450 \times 405 \times 2.1}{400}$$

$$A_{smin} = 2.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification vis à vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{sert}, N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

❖ **Détermination de La Position de L'axe Neutre:**

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (y - c) A_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 45 \times y^2 - 15 \times (40.5 - y) \times 22.24 = 0$$

$$22.5y^2 + 333.62y - 13510.8 = 0$$

$$y = 18.19 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (y - c) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 45 \times 18.19^3 + 15 \times (40.5 - 18.19)^2 \times 22.24 = 256324.31 \text{ cm}^4$$

$$I = 256324.31 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification Des Contraintes :**

- Contrainte de Béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} = \frac{4.70 \times 10^2 \times 181.9}{256324.31} = 0.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.33 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 M_s(d-y)}{I}$$

Schéma de ferrailage du poteau :

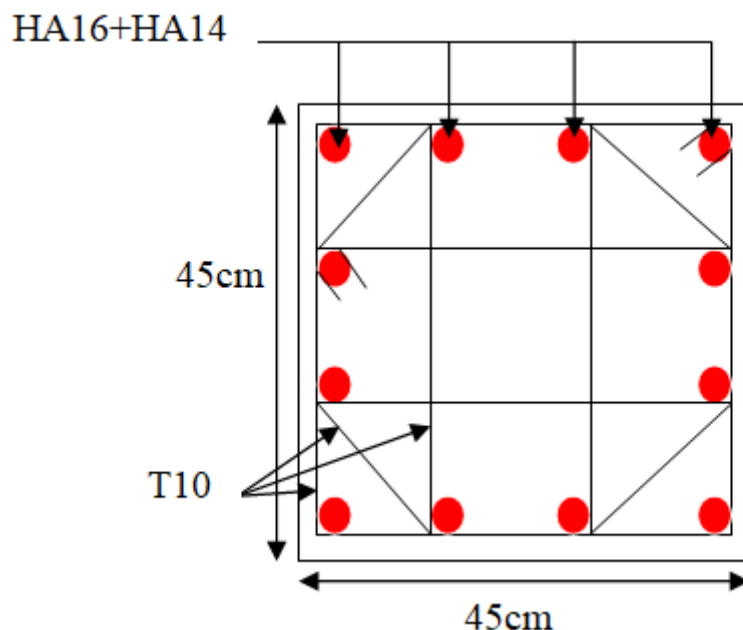


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les efforts de plancher vers les poteaux.

Le calcul se fera en flexion simple, à partir du règlement BAEL91 [2] puis on se rapportera au règlement du RPA99/V2003 [1] pour la vérification.

❖ Les combinaisons de calcul :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 » [2]

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

- Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 » [1]

$$G + Q \pm E \dots \dots \dots (\text{ACC})$$

$$0.8 G \pm E \dots \dots \dots (\text{ACC})$$

V.3.1 Ferrailage des poutres :

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par les CBA et RPA99.

- ❖ Ferrailage longitudinal : RPA 99/2003 (Article 7.4.2.1) [1]
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre : $A_l^{\min} = 0.5\% b \times h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section de la poutre en zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h$
6% de la section de la poutre en zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h$
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing_{\max}$ en zone IIa $\varnothing_{\max}$: le diamètre maximal utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon RPA

Section	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²)	
		zone	
		Courante	Nodale
P.P (30×40)	6	48	72
P.S (30×35)	5.25	42	63

➤ Ferrailage minimal d'après CBA (condition de non fragilité) [5]:

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ❖ Les armatures transversales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.2) [1]

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq (\frac{h}{4} ; 12\phi_1)$; Zone nodale (Zone II)

- $S_t \leq \frac{h}{4}$; Zone courante (Zone II)

✓ La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ROBOT2014.

➤ Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.5 : Sollicitations de la poutre principale et la poutre secondaire

Section (cm2)	G+Q+E		ELS	
	M_{tu} (KN.m)	M_{au} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)	M_{as} (KN.m)
P.P 30× 40	116.16	116.99	26.48	49.91
P.S 30 ×35	59.46	61.92	24.72	30.29

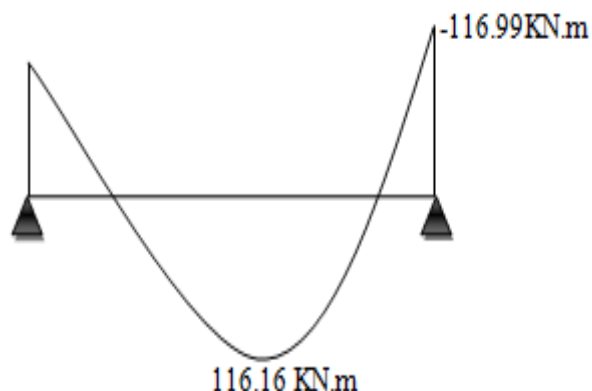


Figure V.3 : Les moments sur les poutres principales (ELU)

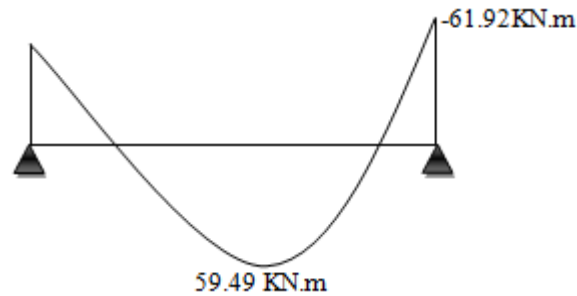


Figure V.4 : Les moments sur les poutres secondaires (ELU)

❖ Poutre principale (30*40) :

1- Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 40\text{cm}; b = 30\text{cm}; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 40 = 36\text{cm}$$

• Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 116.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{116.16 \times 10^3}{0.45 \times 40^2 \times 14.17} = 0.210$$

$$\mu_u = 0.210 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.210}) = 0.298$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \quad \longrightarrow \quad Z = d(1 - 0.4 \times 0.298) = 31.70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{116.16 \times 10^3}{31.70 \times 10^{-2} \times 348} = 10.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA16 = 12.06 cm²

➤ Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14 = 4.62 cm²

• Ferrailage en appuis :

$$M_{tu} = 116.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{116.19 \times 10^3}{0.45 \times 40^2 \times 14.17} = 0.212$$

$$\mu_u = 0.212 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}) = 0.301$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \longrightarrow Z = d(1 - 0.4 \times 0.301) = 31.66 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{116.99 \times 10^3}{31.66 \times 10^{-2} \times 348} = 10.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.61 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA16 = 12.06 cm²

• Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14 = 4.62 cm²

- Vérification des armatures :

✓ Vérifications des armatures longitudinales selon le CBA/93[5] :

• Section minimale

$$A_s^{\min} \geq 0.001(b \times d) = 0.001 \times 30 \times 36 = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

• Condition de Non Fragilité : [BAEL91] Article (A.4.2.1) [2].

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_s \text{ calculé} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ Vérifications selon le RPA/V2003 [1] :

• Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.5 \% \times b \times h = 0.5/100(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage maximal :

- 4 % b h en zone courante ($A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$).....CV.

- 6 % b h en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$)CV.

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

✓ Longueurs de recouvrement :

Selon RPA/2003 Art (7.5.2.1) [1]:

La longueur minimale des recouvrements est de : $l_r > 40 \times \emptyset$ en zone II

$$\emptyset_1 = 20 \text{ mm} \longrightarrow l_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm, on adopte: } l_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset_1 = 16 \text{ mm} \longrightarrow l_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte: } l_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset_1 = 20 \text{ mm} \longrightarrow l_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte: } l_r = 60 \text{ cm}$$

2- Armatures transversales :

- Calcul $\emptyset$:

D'après le « BAEL 91, modifié 99, page 196 » [2] on a la condition suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = \min (1.14 ; 3 ; 1.6)$$

$$\text{Donc } \emptyset_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \emptyset_t = 8 \text{ mm } (4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2)$$

- Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40) \text{ cm} = \min (0.9 \times 36 ; 40) \text{ cm} = \min (32.4 ; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2) [1] :

.Dans les zones nodales :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_{l \min}; 30 \text{ cm} \right\} \text{ cm}$$

$\emptyset_{l \min}$ Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

$$S_t = \min \left\{ \frac{40}{4} 10 \text{ cm}; (12 \times 1.4) = 16.8 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = A_s^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement »** [BAEL91] Article (5.1.1) [2]:

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

$$\text{Avec : } V_u = 92.19 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{92.19 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.85 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.85 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

On n'a pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

- **En appui de rives :** $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

$$A_l = \frac{92.19 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 12.06 > A_{\text{rive}} = 2.65 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **En travée :**

$$M_{ts} = 26.48 \text{ KN.m}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

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

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (36 - y) \times 12.06 = 0$$

$$15y^2 + 180.9y - 2713.5 = 0$$

$$y = 15.65 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 15.65^3 + 15 \times (36 - 15.65)^2 \times 12.06 = 113245.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 113245.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{26.48 \times 10^6 \times 156.5}{113245.13 \times 10^4} = 3.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.65 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

✓ Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s(d-y)}{I} = \frac{15 \times 26.48 \times 10^6 (360 - 156.5)}{113245.13 \times 10^4} = 71.38 \text{ Mpa}$$

❖ En appuis :

$$M_{as} = 49.91 \text{ KN.m}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (36 - y) \times 12.06 = 0$$

$$15y^2 + 180.9y - 6512.4 = 0$$

$$y = 15.65 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 15.65^3 + 15 \times (36 - 15.65)^2 \times 12.06 = 113245.13 \text{ cm}^4$$

$$I = 113245.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} = \frac{49.91 \times 10^6 \times 156.5}{113245.13 \times 10^4} = 6.89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.89 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ Vérification de la flèche :

$$\bullet \quad h/L \geq 1/16 \quad \longrightarrow \quad 40/390 = 0.1 \geq 0.0625 \quad \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

$$\bullet \quad A_s / bd \leq 4.2/f_e \quad \longrightarrow \quad 12.06/30 \times 36 = 0.01 \leq 4.2/400 = 0.0105 \quad \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

V.3.3 Schéma de ferrailage de la poutre principale :

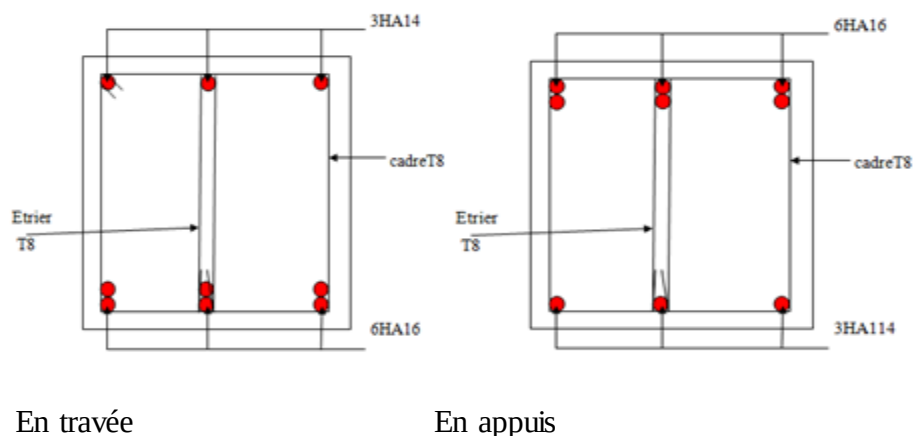


Figure V.5 : ferrailage de la poutre principale

❖ Poutre secondaire (30*35) :

1- Armatures longitudinales :

➤ Ferrailage des poutres secondaires:

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres secondaires.

Position	M _{tu} (KN.m)	b	h	D	μ _u	α _u	Z	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Travée	59.46	30	40	36	0.140	0.189	29.11	5.86	1.30	4HA14 =6.16
Appuis	61.92	30	40	36	0.146	0.198	29	6.13	1.30	5HA14 =7.72

• Armature de répartition:

On adopte :

-En travée : 3HA12= 3.39 cm²

-En appuis : 3HA12= 3.39 cm²

• Vérification des armatures :

✓ Vérifications des armatures longitudinales selon le CBA/93[5] :

• Section minimale

$$A_s^{\min} \geq 0.001(b \times d) = 0.001 \times 30 \times 31.5 = 0.94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

• Condition de Non Fragilité : [BAEL91] Article (A.4.2.1) [2].

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ calculé}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ Vérifications selon le RPA/V2003 [1] :

• Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.5 \% \times b \times h = 0.5/100(30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage maximal :

- 4 % b h en zone courante (A_{s max} = 0.04×30×35 = 42cm²).....CV.

- 6 % b h en zone de recouvrement (A_{s max} = 0.06×30×35 = 63cm²)CV.

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

✓ **Longueur de recouvrement :**

Selon RPA/2003 Art (7.5.2.1) [1] :

La longueur minimale des recouvrements est de : $l_r > 40 \times \emptyset$ en zone II

$$\emptyset_1 = 20 \text{ mm} \longrightarrow l_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm, on adopte: } l_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset_1 = 16 \text{ mm} \quad l_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte: } l_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset_1 = 20 \text{ mm} \quad l_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte: } l_r = 60 \text{ cm}$$

2- Armatures transversales :

- Calcul $\emptyset$:

D'après le « BAEL 91, modifié 99, page 196 » [2] on a la condition suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = \min (1.14; 3; 1.6)$$

$$\text{Donc } \emptyset_t \leq 1.14 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \emptyset_t = 8 \text{ mm } (4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2)$$

- **Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40) \text{ cm} = \min (0.9 \times 31.5; 40) \text{ cm} = \min (28.35; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2) [1] :

.Dans les zones nodales :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_{1 \min}; 30 \right\} \text{ cm}$$

$\emptyset_{1 \min}$ Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

$$S_t = \min \left\{ \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}; (1.2 \times 1.4) = 16.8 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On adopter: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = A_s^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] Article (5.1.1) [2]:**

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

$$\text{Avec : } V_u = 92.19 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{53.15 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

On n'a pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

- **En appui de rives :** $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

$$A_l = \frac{53.15 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.72 > A_{\text{rive}} = 1.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:**

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **En travée :**

$$M_{ts} = 24.72 \text{ KN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 6.16 = 0$$

$$15y^2 + 92.4y - 2910.6 = 0$$

$$y = 11.18 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 11.18^3 + 15 \times (36 - 11.18)^2 \times 6.16 = 52126.33 \text{ cm}^4$$

$$I = 52126.33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} = \frac{24.72 \times 10^6 \times 111.8}{52126.33 \times 10^4} = 5.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.30 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s(d-y)}{I} = \frac{15 \times 26.48 \times 10^6 (315 - 111.8)}{52126.33 \times 10^4} = 144.54 \text{ Mpa}$$

❖ **En appuis :**

$$M_{as} = 30.29 \text{ KN.m}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 7.72 = 0$$

$$15y^2 + 115.8y - 3647.7 = 0$$

$$y = 12.20 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 12.20^3 + 15 \times (36 - 12.20)^2 \times 7.72 = 61292.82 \text{ cm}^4$$

$$I = 61292.82 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} = \frac{30.29 \times 10^6 \times 156.5}{61292.82 \times 10^4} = 6.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.02 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

❖ **En travée :**

$$\bullet \quad h/L \geq 1/16 \quad \longrightarrow \quad 35/340 = 0.1 \geq 0.0625 \quad \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

$$\bullet \quad A_s / bd \leq 4.2/f_e \quad \longrightarrow \quad 6.16/30 \times 31.5 = 0.0065 \leq 4.2/400 = 0.0105 \quad \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

❖ **En appuis :**

$$\bullet \quad h/L \geq 1/16 \quad \longrightarrow \quad 35/340 = 0.1 \geq 0.0625 \quad \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

$$\bullet \quad A_s / bd \leq 4.2/f_e \quad \longrightarrow \quad 7.72/30 \times 31.5 = 0.008 \leq 4.2/400 = 0.0105 \quad \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

V.3.4 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire :

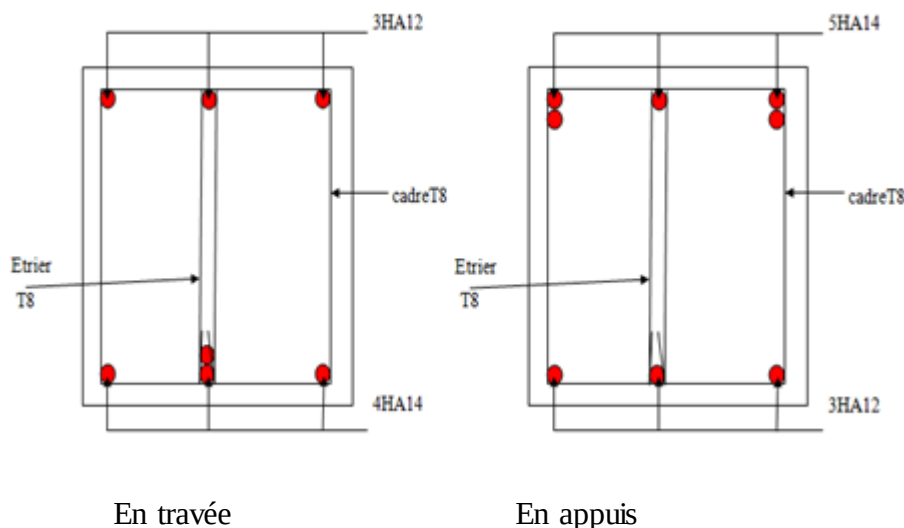


Figure V.6 : ferrailage de la poutre secondaire

V.4 Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) [1] exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles vont être calculés en flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

La structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.1 Combinaisons des actions :

Combinaisons fondamentales

Selon le BAEL91 [2]:

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA 99 [1] :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

➤ **Armatures verticales :**

Sont destinées à reprendre les efforts de la flexion, elles sont disposées a deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S) est inférieur à l'épaisseur du voile : $S_t < e$
- ✓ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

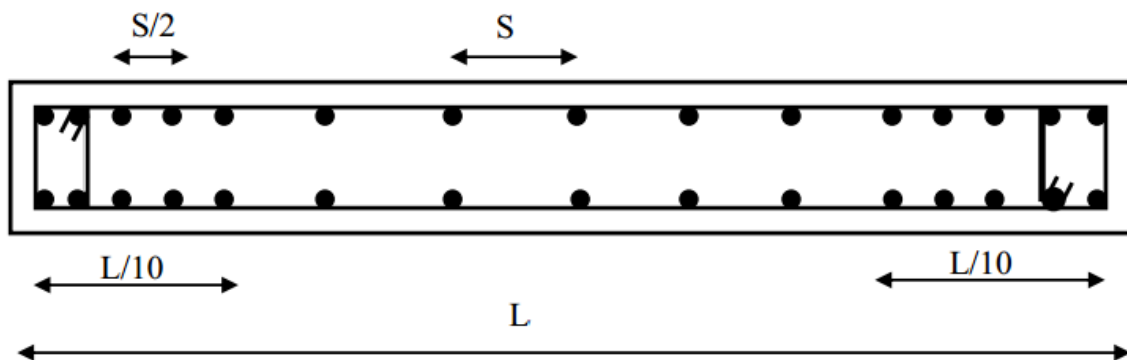


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

❖ **Armatures horizontales**

- ✓ Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants.
- ✓ Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing_l$

❖ **Armatures transversales**

- ✓ Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

❖ Armatures de coutures :

- ✓ Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{v}{f_e}; v = 1.4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

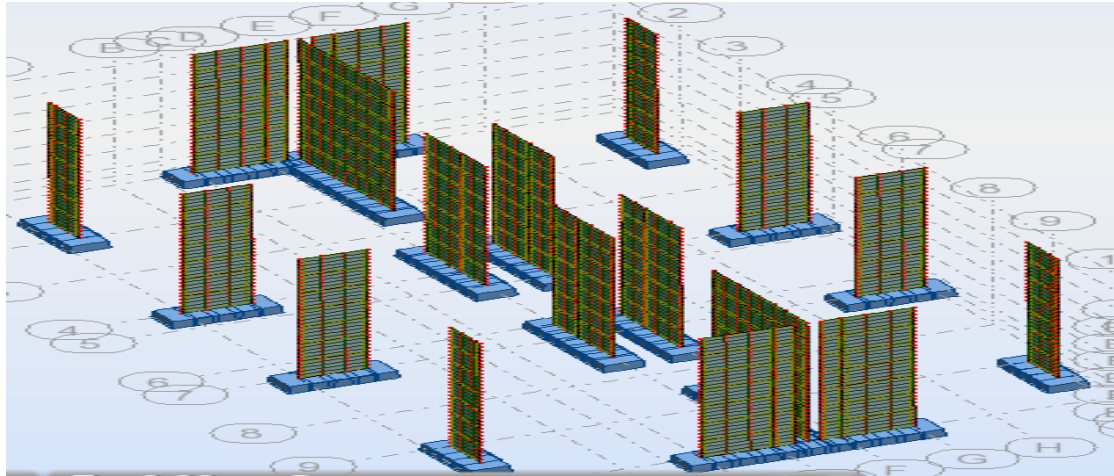


Figure V.8 : les voiles selon xx et yy.

❖ Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.

$$\emptyset_1 \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- ✓ L'espacement : $S_t = \min (1.5 \times a ; 30) \text{ cm}$

❖ Longueur de recouvrement :

$l_r = 40\emptyset$ en zone qui peu être tendue

$l_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.4.2 Méthode de calcul :

On va utilise la méthode des contraintes (la formule de NAVIER –BERNOULLI)

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N: Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A: Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

➤ σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET) On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003) [1].

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a. L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$, bon ferraille avec A_v .

➤ σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC) pas de zone tendue La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 / (version 2003), $A_{min} = 0,15.a.L$.

➤ σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC) donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.3 Ferrailage des voiles :

❖ Détermination des sollicitations:

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT [3] :

Tableau V.7 : les sollicitations du voile le plus sollicité.

	G+Q-Ex		G+Q±E		0.8G±E	
	N_{max} et M_{corr}		M_{max} et N_{corr}		N_{min} et M_{corr}	
voile	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
Voile (5.3m)	-2377.30	4302.79	-4202.45	-2025.49	57.59	2547.64

❖ Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{corr} :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une Section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable.

1^{er} cas :

$L = 5.3 \text{ m}$; $d = 1.45 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$, $d' = 0.05 \text{ m}$

$N_{max} = -2377.30 \text{ m}^2 \text{ KN.m}$ (traction); $M_{corr} = 4302.79 \text{ KN.m}$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

$$S = e \times l = 0.2 \times 5.3 = 1.06 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{a.L^3}{12} = 2.48 \text{ m}^2;$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.65 \text{ m}.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-2377.30}{1.06} + \frac{4302.79 \times 2.65}{2.48} = 2355 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-2377.30}{1.06} + \frac{-4302.79 \times 2.65}{2.48} = -6840.48 \text{ KN/m}^2$$

σ_a , σ_b sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

➤ **Le ferrailage se fait par bande de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA03] [1] :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 5.3 \times \left(\frac{2355}{6840.79 + 2355} \right) = 1.36 \text{ m}$$

$$L_c = 1.36 \text{ m}$$

Longueur tendue: $L_t = L - L_c$

$$L_t = 3.94 \text{ m}$$

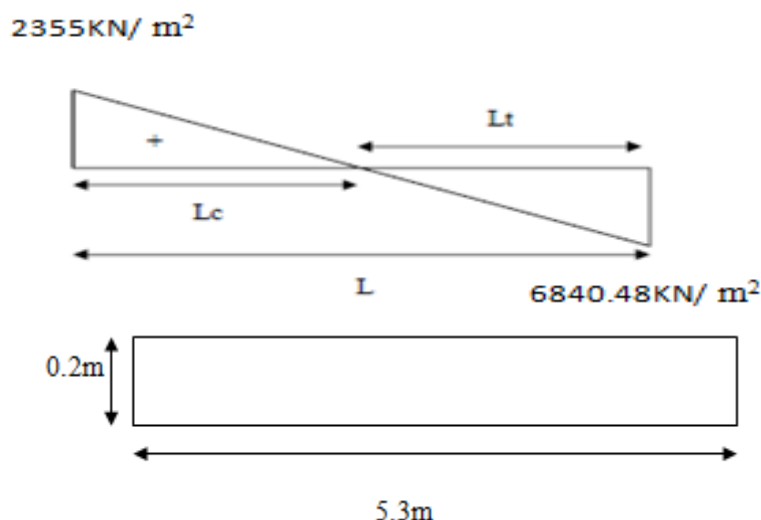
$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = (1.53 ; 0.91)$$

Soit: $d = 0.91 \text{ m} \leq L_t = 3.94 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{6840.48}{3.94} = 1736.16 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_l = \tan \alpha (L_t - d)$$

$$\sigma_l = \tan \alpha (3.94 - 0.91) = 5260.56 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\text{min}} + \sigma_{\text{l}}}{2} = \frac{6840.48 + 5260.256}{2} = 6050.52 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{\text{traction}} = \sigma_{\text{moy}} \times S = 6050.52 \times (0.91 \times 0.2) = 1101.19 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{F_{\text{traction}}}{f_e} = 27.52 \text{ cm}^2$$

Tableau V.8 : Sollicitations et ferrailage du voile ($L = 5.3 \text{ m}$).

	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Effort normal N(KN)	-2377.30	-2025.49	57.59
Moment de flexion (KN.m).	4302.79	-4202.45	2547.64
$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \text{ (MPa).}$	2355	-6401.36	2776.61
$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \text{ (MPa).}$	-6840.48	2579.68	-2667.95
La longueur de la zone comprimée $L_c \text{ (m).}$	1.36	1.52	2.7
La longueur de la zone tendu $L_t \text{ (m).}$	3.94	3.78	2.6
$\tan \alpha \text{ (KN/m}^3 \text{)}$	1736.16	682.45	1026.13
$\sigma_l \text{ (KN/m}^2 \text{)}$	5260.56	1890.38	1097.96
$\sigma_{\text{moy}} \text{ (KN/m}^2 \text{)}$	6050.52	2235.03	1882.96
$F_{\text{traction}} \text{ (KN).}$	1101.19	451.47	576.19
Section d'armature $A_s \text{ (cm}^2 \text{)}$.	27..52	11.28	14.40

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

- Selon RPA99/V2003 [1]: :

$$A_{\text{min}} = 0.2 \% .e. L_t = 0.002 \times 0.2 \times 3.94 = 15.76 \text{ cm}^2$$

- Selon BAEL [2]: :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 5.3 \times 0.2 \times \frac{2.1}{400} = 12.79 \text{ cm}^2$$

➤ La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 [1]:

$$\begin{cases} \text{Zone d'bout : } (L/10) = (5.3/10) = 53 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } L - 2(L/10) = 5.3 - 2(5.3/10) = 4.24 \text{ m} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ L'espacement :

Selon RPA (article 7.7.4.3) [1] :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (1, 5a ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (1,5 \times 20 = 30\text{cm} ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Alors : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courant :

$$S_t \leq \min (1, 5a ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (1,5 \times 20 = 30\text{cm} ; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Alors : $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc:

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{rpa}} ; A_{\text{bael}}) = \max (27.52 ; 15.76 ; 12.79)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 27.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 20\text{HA14} = 30.79 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{Zone d'bout : } 7 \text{ HA14} & \rightarrow A_s = 10.78 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } 13\text{HA14} & \rightarrow A_s = 20.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s \text{ adoptée} = 30.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

- Selon RPA [1] :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 0.0015 \times 530 \times 20 = 15.9 \text{ cm}^2$$

- Selon le BAEL [2]:

$$A_h = \frac{A_h}{4} = \frac{27.71}{4} = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \max (A_{\text{rpa}} ; A_{\text{bael}}) = \max (15.9 ; 6.93)$$

$$A_h = 15.9 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.9 : Sollicitations et ferrailage du voile (L = 5.3 m).

Voile	A_h (cm ²)	A_h adoptée	Choix de barres		S_t	
			RDC	Etage courant	RDC	Etage Courant
Voile (5.3m)	15.9	16.96	15HA12	15HA12	20	20

✓ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

➤ Selon le RPA [1]: :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] [1] : à

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenus par l'analyse on a : $T_u = -578.64 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{T_u}{bd} = 1.4 \frac{578.64 \times 10^3}{200 \times 5250} = 0.77$$

$$\tau = 0.77 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ Selon le BAEL [2]: :

On doit vérifier que : $T_u \leq T$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{578.64 \times 10^3}{200 \times 5250} = 0.55 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ Mpa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15A}$$

Avec :

B : Section du béton

A : Section d'armatures

N_s : Effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B+15A} = \frac{1211.71 \times 10^3}{200 \times 5300 \times 3079} = 1.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

V.4.4 Schéma de ferrailage de des voiles :

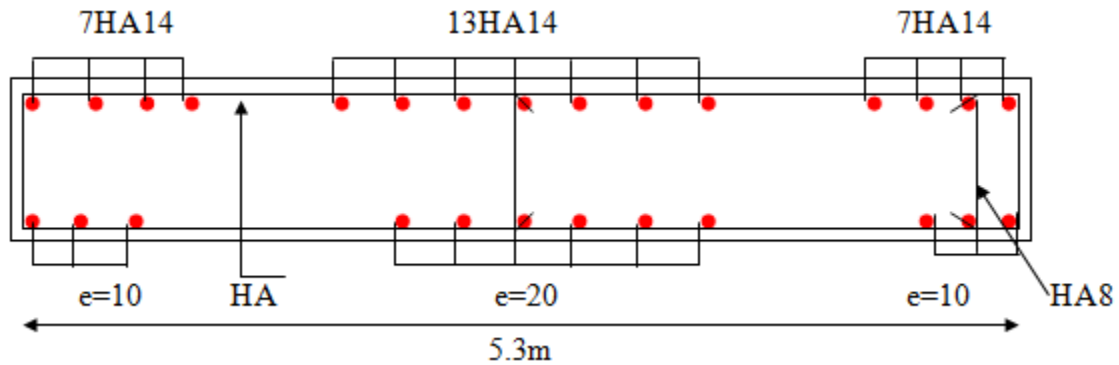


Figure V.9 : Schéma de ferrailage des voiles

Conclusion :

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; le ferrailage minimum est imposé par les clauses des règles parasismiques Algériennes ainsi il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciels de calcul ROBOT.

Une attention particulière doit être apporté au calcul du ferrailage de la structure résistante (portiques, voiles) vu le rôle principale qu'elle joue dans la stabilité d'ensemble.

Le but des calculs rigoureux de ferrailages et vérifications des contraintes ne peut être atteint en réalité, que par une bonne réalisation sur chantier assurée par un bon niveau de conscience du contrôleur de chantier.

Chapitre VI : *fondation*

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties inférieures d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La charge à transmettre au sol.
- La capacité portante du sol.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.2. Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

*** Fondations superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

***Fondations profondes :**

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

***Fondations spéciales :**

- Fondation avec sous pression d'eau
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars.

VI .3 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1) [1], les fondations superficielles sont calculées selon les Combinaisons d'action suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles filantes soit un radier général.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

VI .4 Dimensionnement et calcul des semelles:

VI .4.1 Dimensionnement des semelles isolées :

- Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

- La vérification à faire est :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \cdot B$$

Avec : (a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

S : surface de la semelle isolée

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison Q+G

$\overline{\sigma_{\text{sol}}}$: Contrainte du sol

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 ; N = 894.54 \text{ KN}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}} = \frac{894.54}{200} = 4.47 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = B$$

$$B = \sqrt{4.47}$$

$$B = 2.11 \text{ m}$$

Conclusion :

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,3 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. On passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2 Semelles Filantes sous poteaux :

❖ **méthode de calcul :**

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles filantes soit un radier général.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L : distance entre les poteaux

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux

$S = B \times L$

. B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée

$\overline{\sigma_{\text{sol}}}$: Contrainte du sol

-La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : le sens transversal. (On utilise la Méthode de bielle) ;

- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition ;

- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée ;

- Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la Condition suivante : $L/B > 5$.

❖ Exemple de calcul :

A. Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Tableau VI. 1 : Charge due sur la semelle.

Filante	$N_{ser}(KN)$	L (m)	$\overline{\sigma}_{sol}(KN/m^2)$	S (m ²)	B (m)	L/B >5
1	1313.84	6.15	200	3.79	0.617	cv
2	3409.08	18.07	200	17.04	9.430	cv
3	4519.25	18.07	200	22.58	1.25	cv
4	2934.19	18.07	200	14.65	0.811	cv
5	1872.64	10.64	200	9.36	0.88	cv
6	1980.15	10.64	200	9.89	0.84	cv
7	3007.56	18.07	200	15.03	0.832	cv
8	4521.89	18.07	200	22.60	1.251	cv
9	3438.20	18.07	200	17.16	0.95	cv
10	1270.77	6.15	200	6.15	1.033	cv

Note : On va prendre une valeur de B =1 m

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{semelle} = 138.45 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 516.98 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport a la surface totale de la structure est de :

$$\frac{138.45}{516.98} = 0.38 < 50\%$$

Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

B. Calcul de la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$D'où : d \geq \frac{B-b}{4}$$

B: L'épaisseur de voile.

$$d \geq \frac{100-45}{4} = 0.18 \rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$$

Soit : d = 36 cm h = 40 cm

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

C. Vérification du poinçonnement : BAEL91 [Art : A.5.2.4.2][2]

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

u_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge

h : hauteur de la semelle filante

Note : La vérification se fait pour le point le plus sollicité du la semelle en effort normal appliqué Par le poteau le plus sollicité.

$$u_c = (a + b + 2 \times h) \times 2$$

$$u_c = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.4) \times 2 = 3.4 \text{ m}$$

$$Q_u = 1227.88 \text{ KN} \leq 0.045 \times 0.4 \times 3.4 \times \frac{25}{1.5} = 1020 \text{ KN} \dots\dots \text{CNV}$$

- Pour éviter le poinçonnement on va augmenter l'hauteur de la semelle, on va prendre

$$h = 0.5 \text{ m}$$

$$u_c = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.5) \times 2 = 3.8 \text{ m}$$

$$Q_u = 1227.88 \text{ KN} \leq 1425 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

D. Vérification au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$; Art : A.10.1.5]

$$M = 99.88 \text{ KN.m}$$

$$N = 4813.22 \text{ KN.}$$

$$e = 0.02 < 0.25 \dots\dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.4.3 calcul de ferrailage :

➤ **Ferrailage principale :**

N : Effort amené par l'ouvrage sur la semelle.

B : Largeur de la semelle.

d : Hauteur de la semelle moins l'enrobage.

$$A_{s//B} = \frac{N(B-b)}{8d\sigma_s}$$

$$A_{s//B} = \frac{4521.89 \times 10^3 (100 - 45)}{8 \times 450 \times 348} = 19.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA16} + 5\text{HA16} = 20.10\text{cm}^2.$$

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

➤ **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{20.10}{4} = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$$

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

❖ **Schéma du ferraillage :**

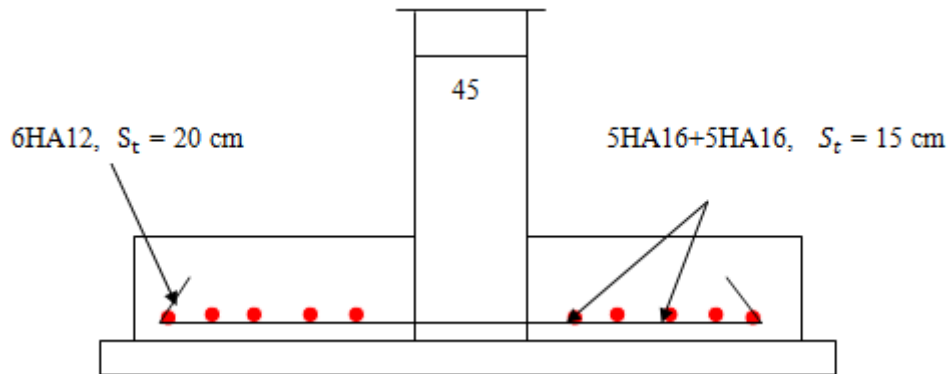


Figure VI.1 : Schéma de ferraillage de la semelle filante sous poteaux.

VI.4.4. Semelle filante sous voile :

$$N_{ser} = 1206.67 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1645.73 \text{ KN.}$$

$$L = 5.3 \text{ m.}$$

❖ **Dimensionnement de la semelle filante :**

La semelle étant très rigide dans le sens de sa longueur elle ne sera calculée que dans le sens longitudinal.

➤ **La largeur B :**

Vu que dans le sens de A il n'y a pas de moment de flexion, la méthode de bielles est donc applicable par conséquent, B sera déterminée comme pour une semelle filante de section $1\text{ml} \times \text{Bet}$ donc :

La largeur est déterminée par la condition de portance :

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$P_{ser} = \frac{N_{ser}}{L} = \frac{1206.67}{5.3} = 227.67 \text{ KN/ml.}$$

$$B \geq \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{227.67}{200} = 1.14m.$$

Soit : $B = 130 \text{ cm}$

➤ **Épaisseur de la semelle :**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$D'où : d \geq \frac{B-b}{4}$$

B : L'épaisseur de voile.

$$d \geq \frac{130-20}{4} \rightarrow d \geq 30 \text{ cm}$$

Soit : $d = 35 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

➤ **Poids propre de la semelle par mètre linéaire :**

$$P_{semelle} = 25 \times 0.4 \times 1.4 \times 1 = 14 \text{ KN/m}$$

$$N_{ser \text{ nouveau}} = P_{ser} + P_{semelle} = 227.67 + 14 = 241.67 \text{ KN/m}$$

➤ **Vérification des dimensions de la semelle :**

$$\frac{N_{ser \text{ nouveau}}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{241.67}{1.4} = 172.62 \leq 200 \text{ KN/m}^2$$

Les dimensions sont à priori acceptables.

VI .4.5. Le ferrailage de la semelle filante :

➤ **Les armatures principales :**

Le calcul se fait selon B sur une bande de 1ml de longueur par :

$$A_s = \frac{N_{u \text{ nouveau}}(B-b)}{8d\sigma_s}$$

Avec :

$$N_{u \text{ nouveau}} = \frac{N_u}{L} + 1.35 \times P_{semelle} = \frac{1645.73}{5.30} + 1.35 \times 14 = 329.42 \text{ KN/m}$$

$$A_{s//B} = \frac{329.42 \times 10^3 (1.3-0.2)}{8 \times 0.35 \times 348} = 3.72 \text{ cm}^2$$

Soit : $7HA12/ml = 7.92 \text{ cm}^2/ml$.

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm².

➤ **Disposition des barres :**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_u} \text{ avec :}$$

$$\tau_u = 0.9 \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$ Pour l'acier HA

$$\tau_u = 0.9 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.84} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{130}{4} = 32.5 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.33 \text{ cm} \geq \frac{B}{4} = 32.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

Les barres sont prolongée jusqu'aux extrémités est sont avec crochés.

❖ **Schéma du ferrailage :**

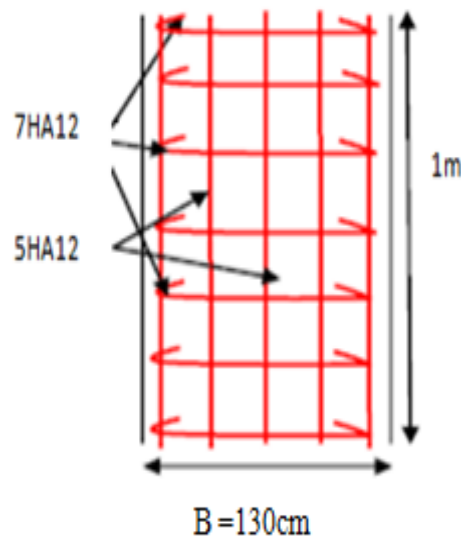


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voile.

VI.4.6 Longrine :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leurs calculs se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$.

❖ Dimensionnement de la longrine :

Selon [RPA 99] (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des l'origine sont:

- ✓ (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- ✓ (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

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

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

❖ Ferrailage de la longrine :

➤ Armature longitudinale :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale

$$\text{à } F = \frac{N_{u(\max)}}{\alpha} > 20\text{KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] :

$$\alpha = 12 \text{ (Site S3, Zone IIa).}$$

$N_{u(\max)}$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_{u(\max)} = 1227.88 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1227.88}{12} = 102.32 \text{ KN} > 20\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{102.32 \times 10^3}{348} = 2.94 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3f_e; 150 \eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$N_{\text{ser}} = 894.54 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{\left(\frac{N_{\text{ser}}}{\alpha}\right)}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_s = \frac{\left(\frac{N_{\text{ser}}}{\alpha}\right)}{\sigma_a} = (894.54 \times 10^3 / 12) / 240 = 3.11 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\text{smin}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\text{smin}} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Recommandation de [RPA 99 v2003] :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6 \% \times b \times h$$

$$A_s = 0,006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter: } A_s = 9.24 \text{ cm}^2 = 6\text{HA14}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\text{On prend : } 4\phi 8 (A_s = 2,01 \text{ cm}^2)$$

Avec espacement de :

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (20 \text{ cm ; } 15 \Phi_L).$$

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

❖ Schéma de ferrailage :

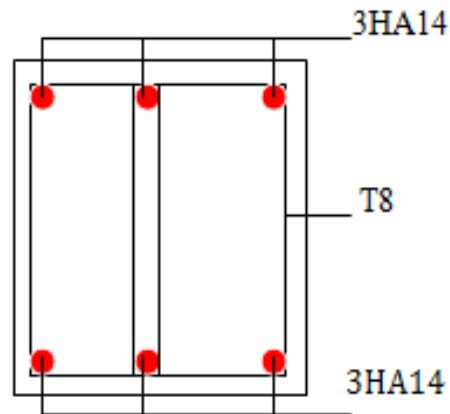


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de Longrine.

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est conçue en semelles filantes en se basant sur la capacité portance du sol et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre charges transmises par la structure au sol.

Le bon choix du type de fondation et un ferrailage adéquat associés avec une bonne qualité d'exécution sur chantier sont les points clés d'une construction stable et bien ancrée.

Conclusion général:

Conclusion général:

Le travail que nous avons entrepris nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures des bâtiments, nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

Acquérir les connaissances sur l'utilisation du logiciel ROBOT pour faire un calcul numérique, dans le but de faciliter le calcul, et d'avoir une meilleure approche de la réalité. D'après l'étude qu'on a faite, l'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Toutefois, le travail que nous avons présenté est le premier pas concret vers l'accumulation d'expérience en plus des connaissances acquises à partir de cinq années d'étude.

A la fin de ce projet, nous avons bien saisi le but de l'apprentissage et du respect des différents règlements et normes à suivre afin de construire dur et durable.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

Règlements :

- [1]. Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [2]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99(BAEL91)
- [4]. M. GUETTICHE Cours de béton armé génie civil Université de Mila s.n 2017/2018.

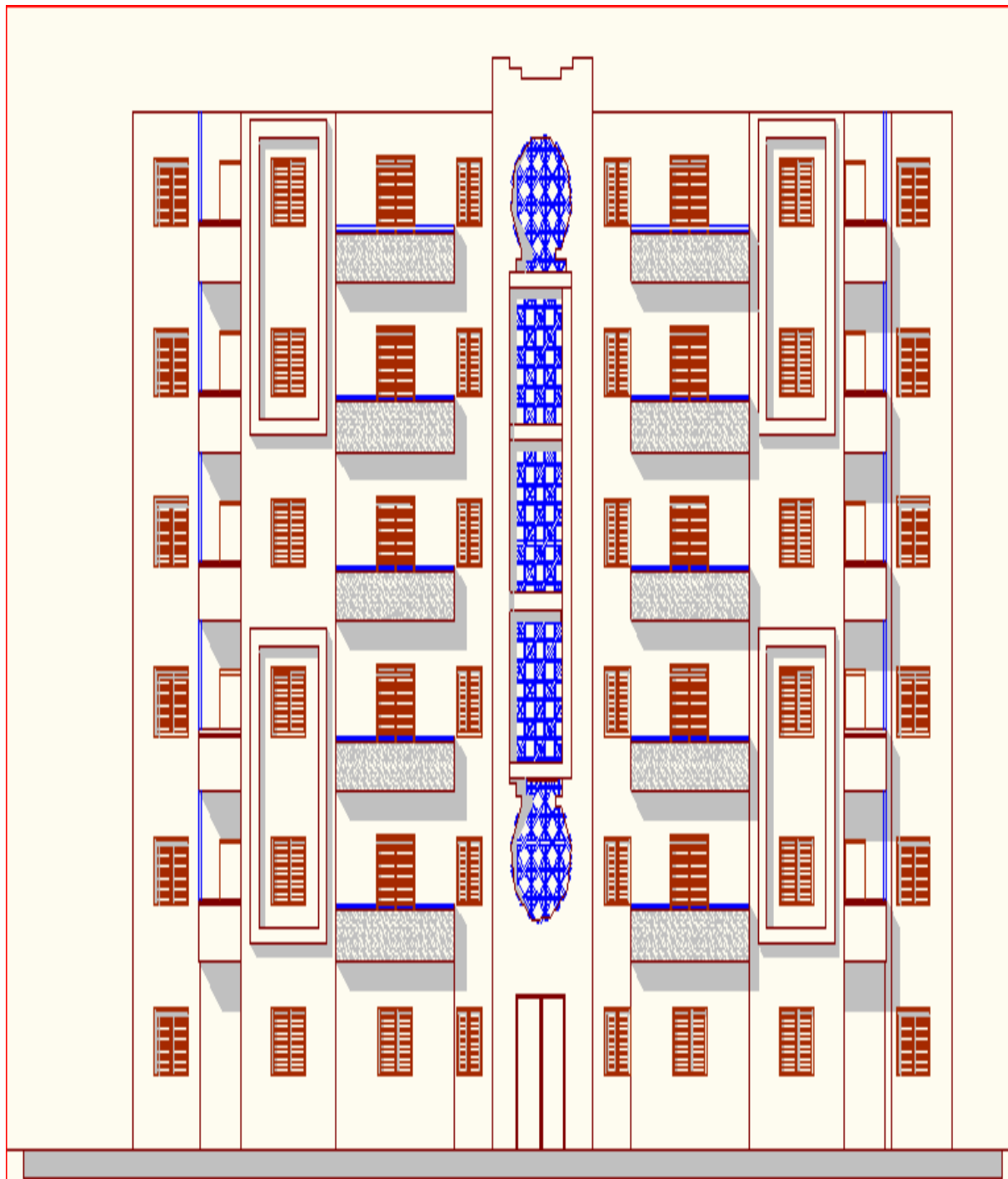
 . M. GUETTICHE Cours génie parasismique génie civil Université de Mila s.n 20.20/2021.
- [4]. M. DROUNA. Cours de béton Master 1 année génie civil option structure. Université de Mila.
- [5]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [6]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation .1992

Logiciels :

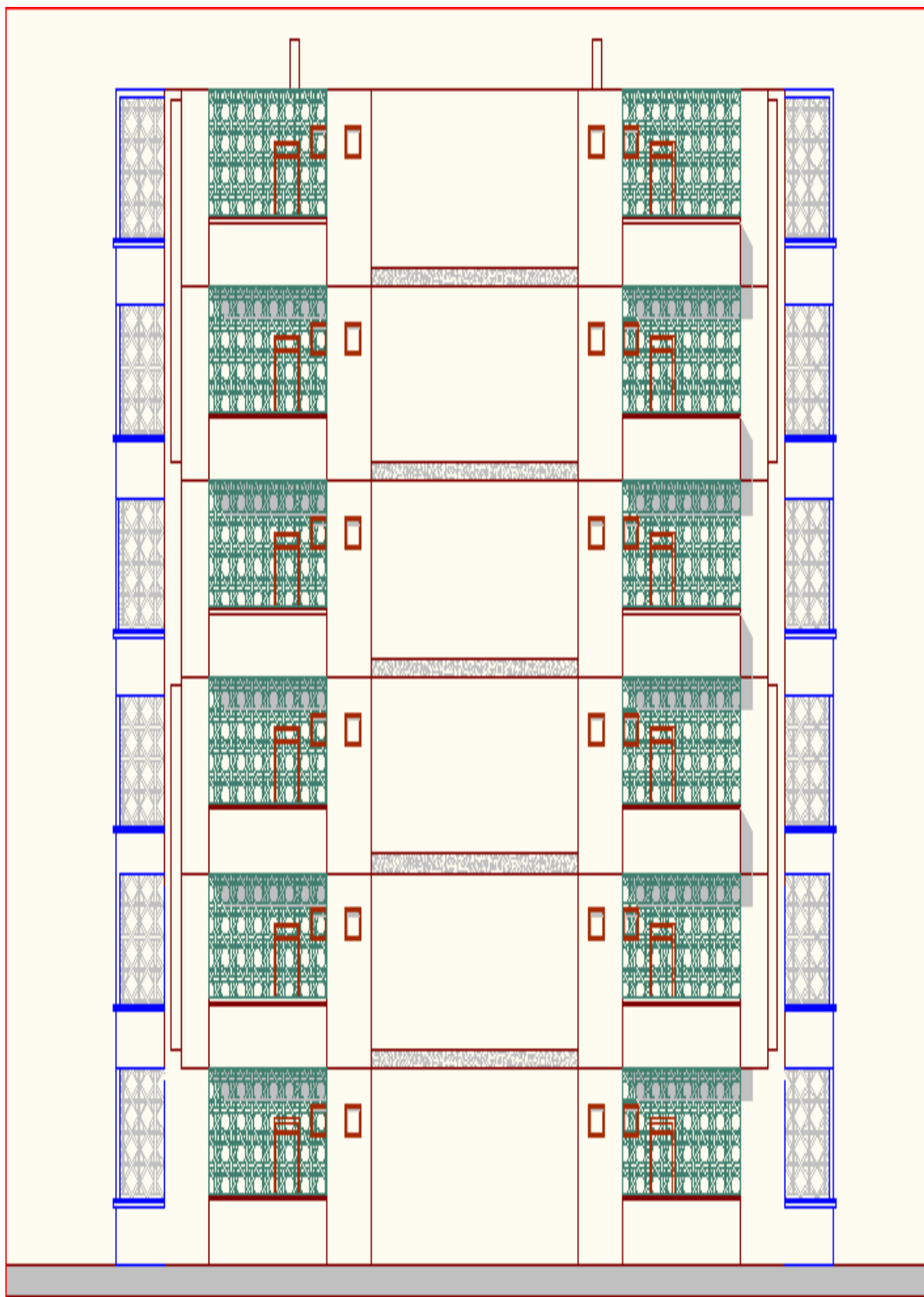
- ROBOT.....Analyse des structures.
- WORD 2010Traitement.
du texte.
- AUTO CAD 2010.....Dessin.

Annexes

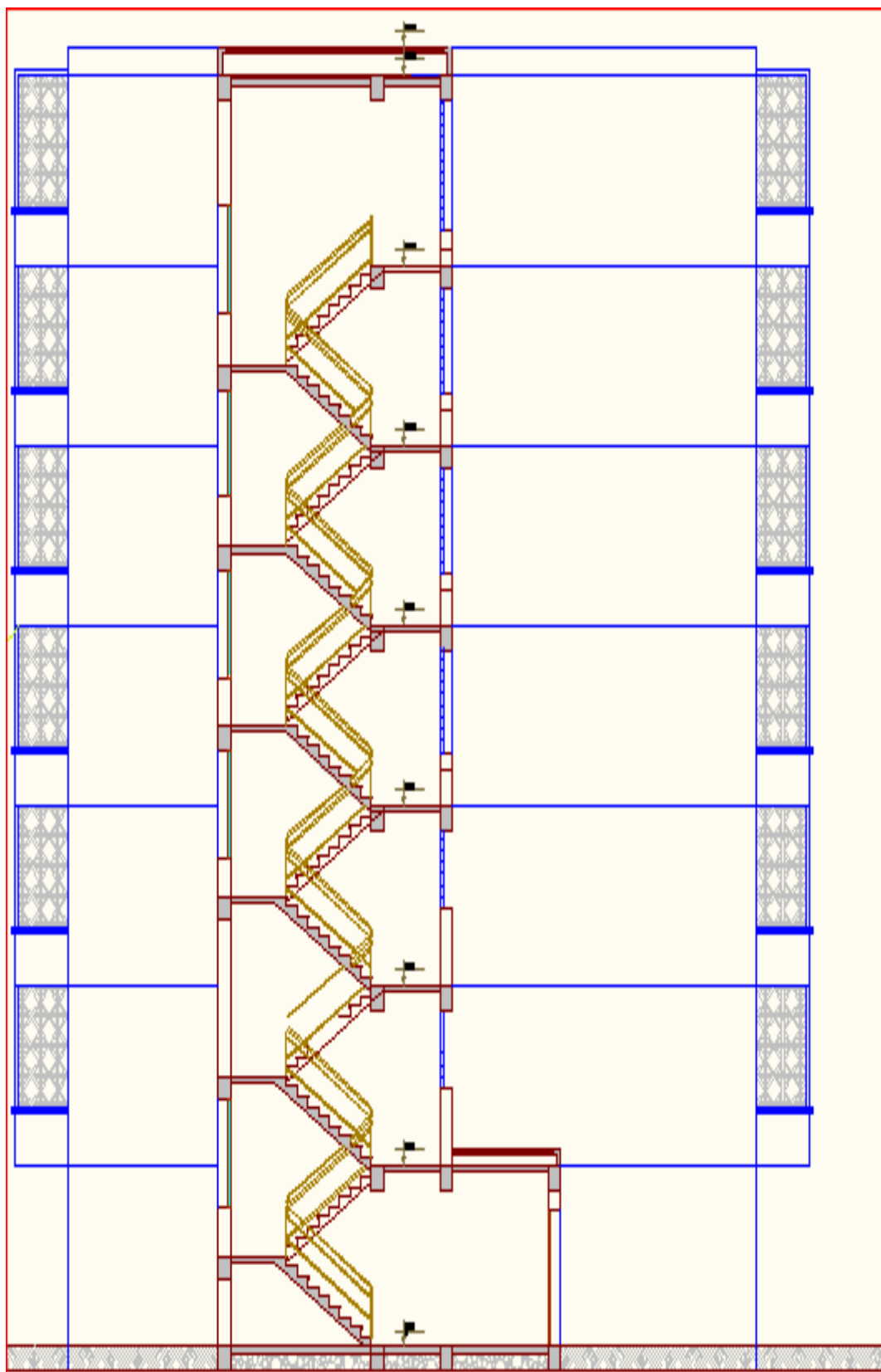
Annexes



FACADE PRINCIPALE

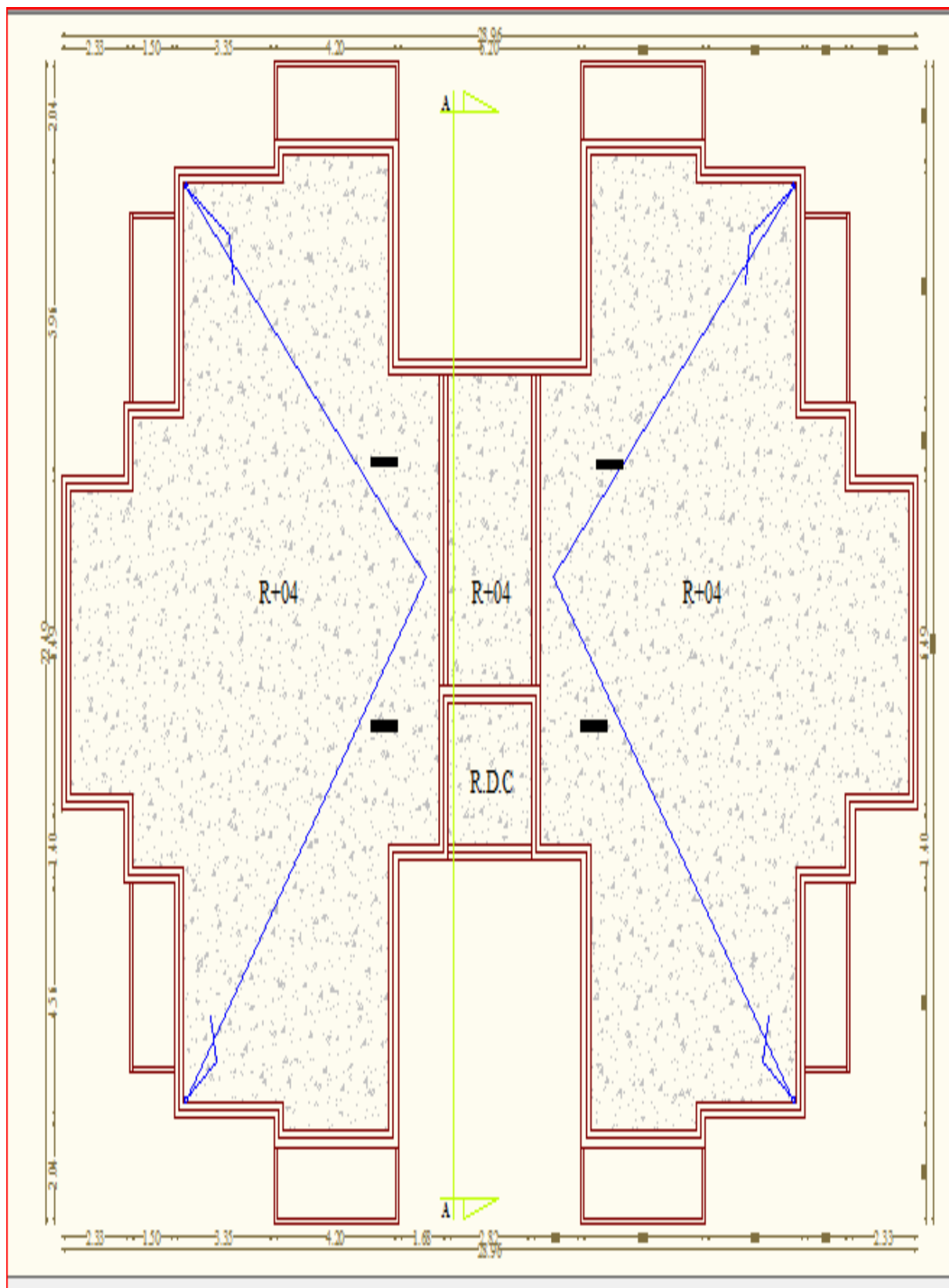


FACADE LATÉRALE



COUPE





TERASSE