



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master Académique

Spécialité structure

Réalisée par

Fatima Zohra DJOUAMA

THEME

Étude d'un bâtiment R+5 en béton
armé à usage multiples

Encadrée par : Nouha REZAIGUA

Soutenu le : juin 2024

Devant le jury de soutenance composé de

PROFESSEUR S. BOUZIANE

DR A. REMMACHE

PROMOTION 2024

Remerciements

Je remercie d'abord الله de m'avoir donné la force, la patience nécessaire pour mener à bien ce travail.

Tous mes remerciements vont à mon encadreur du mémoire madame **Rezaiguia Nouha** pour m'avoir encadré et son soutien, et ses conseils et orientation pour mener à bien projet.

Je remercie chaleureusement **ma famille** pour toute l'aide et le soutien morale, et **ma personne préférée** pour me donner la force et support moi dans tout le temps de réalisation de ce travail.

Je remercie respectivement, **Les membres du jury** pour l'effort à corriger et Évaluation De mon modeste travail.

Je remercie ceux dont le nom n'apparaît pas dans cette page et qui m'ont aidé d'une manière ou d'une autre.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et mon très cher père pour leur grand amour leur soutien et sacrifice indéfectibles. que DIEU les protège et leurs offre le bonheur.

À mes chères sœurs : Nacira, Iman, Yassmine, Karima et Nardjes, à mes chers frères : Karim, Soufiane, Fares, pour leur encouragement et soutien tout au long de mes études.

À mes amis proches : Oumaima, Aya, Yassmine, Roumaïssa,

Merci à tous.

Liste des figures

Fig I.1-Plancher à corps creux.....	4
Fig I.2-Corps creux.	4
Fig I.3-Mur extérieur.....	5
Fig I.4-Mur simple	5
Fig. I.5-Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Fig. I.6-Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} ..	10
Fig. I.8 -Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.	14
FigI.9-Diagramme contraintes déformations de l'acier.	15
FigII.1-Schéma statique de la poutre Principale	21
FigII.2-Schéma statique de la poutre secondaire	21
FigII.3-Schéma statique du poteau.....	22
Fig II.4-Poutrelle	23
Fig II.5- Schéma de l'acrotère.....	23
Fig II.6-Coupe de voile en élévation.....	24
Fig II.7- Vue en plan d'escalier.....	26
Fig II.8-Plancher terrasse inaccessible	28
Fig II.9-Plancher étage courant	29
Fig II.10-Détail des constituants d'un mur extérieur	29
Fig II.11-Détail des constituants d'un mur intérieur	30
FigII.12- Coupe explicative de la descente des charges.....	33
Fig III.1- Schéma statique du plancher	51
Fig III.2- Diagramme des moments étage courant à ELU	53
Fig III.3- Diagramme des efforts tranchant étage courant à L'ELU	54
Fig III.4- Diagramme des Moment étage courant à L'ELS	57
Fig III.5- coupe de section rectangulaire et section en Té	57
Fig III.6- Schéma du treillis soudé	63
Fig III.7- Diagramme des moment à ELLU	67
Fig III.8- Diagramme des efforts tranchant à ELU	68
Fig III.8- Diagramme des Moment à ELS.....	71
Fig III.9- Schéma de ferrailage du plancher à corps creux	77
Fig III.10- Schéma statique du balcon	77
Fig III.11- Schéma de ferrailage du balcon.....	82

Fig III.12- Schéma statique de l'acrotère	83
Fig III.13- Schéma ferrailage de l'acrotère	90
Fig III.14- Schéma d'escalier	91
Fig III.15- Shéma statique de volé	92
Fig III.16- Schéma statique d'escalier en ELU	93
Fig III.17- Schéma statique d'escalier en ELS	93
Fig III.18- Schéma statique de la console en ELU	93
Fig III.19- Schéma statique de la console en ELS	94
Fig III.20- Schéma de ferrailage de l'escalier	99
Fig III.21- Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	107
Fig IV.1- Logiciel de modélisation	110
Fig IV.2- Options de maillage adoptés pour notre modèle	110
Fig IV.3- Choix du type de coque	111
Fig IV.4- préférences de l'affaire	111
Fig IV.5- Vu en 3D de la structur.....	115
Fig IV.6- Classification des zones sismiques	116
Fig IV.7- Excentricité théorique.....	120
Fig IV.8- Disposition des voiles.....	126
Fig IV.9- Spectre de réponse de calcul suivant Y	129
Fig IV.10- Organigramme de justification du coefficient R	129
Fig IV.11- Les forces agissantes sur la stabilité au renversement	137
Fig IV.12- L'effet P- Δ	140
FigV.1-Diagrammes des moments fléchissant	147
FigV.2-Diagrammes des moments fléchissant	148
FigV.3-Diagrammes des moments fléchissant	148
FigV.4- Schéma des ferrailages des poutres principales.....	155
Fig V. 5-Diagrammes des moments fléchissant	156
Fig V.6-Diagrammes des moments fléchissant	156
Fig V.7- Diagrammes des moments fléchissant	157
FigV.8- Schéma des ferrailages des poutres secondaire	164
FigV.9-Schéma des ferrailages des poteaux	178
FigV.10- Diagramme des contraintes.....	182
FigV.11-Schéma des ferrailage de voile	186

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
Tableau I. 2: Dosage du béton.....	9
Tableau I. 3: Valeur de la limite d'élasticité garantie fe.	14
Tableau I. 4: Choix des matériaux dans l'élaboration du projet	18
Tableau II. 1: Evaluation des charges du plancher terrasse	28
Tableau II. 2: Evaluation des charges de plancher d'étage courant	29
Tableau II. 3; Evaluation des charges de mur extérieur.....	30
Tableau II. 4: Evaluation des charges de mur intérieur.....	30
Tableau II. 5: Evaluation des charges du balcon.....	30
Tableau II. 6: Evaluation des charges de palier	31
Tableau II. 7: Evaluation des charges de volée	31
Tableau II. 8: Evaluation des charges de volie.....	32
Tableau II. 9: Descente des charges poteau centrale.....	34
Tableau II. 10: Descente des charges poteau d'angle	37
Tableau II. 11: Descente des charges poteau de rive	40
Tableau II. 12: Les charges d'exploitations poteau centrale	43
Tableau II. 13: Les charges d'exploitations poteau d'angle.....	44
Tableau II. 14: Les charges d'exploitations poteau de rive.....	44
Tableau III. 1: Rapport de charges	51
Tableau III. 2: Moment sur appuis à ELU	52
Tableau III. 3: Moment en travée en ELU	53
Tableau III. 4: Moment isostatique ELS	55
Tableau III. 5: Moment sur appuis à ELS	55
Tableau III. 6: Moment en travée à ELS	57
Tableau III. 7: Rapport des charges	64
Tableau III. 8: Moment sur appuis à ELU	65
Tableau III. 9: Moment en travée en ELU	67
Tableau III. 10: Moment isostatique ELS	69
Tableau III. 11: Moment sur appuis à ELS	69
Tableau III. 12: Moment en travée ELS.....	71
Tableau III. 13: Evaluation des charges pour le balcon	78
Tableau III. 14: Combinaisons des charges.....	92

Tableau IV. 1: centre de masse de chaque étage	119
Tableau IV. 2: centre de torsion de chaque étage	120
Tableau IV. 3: Excentricité théorique	120
Tableau IV. 4: Excentricité accidentelle	121
Tableau IV. 5: Excentricité Retenue	122
Tableau IV. 6: coefficient d'accélération de zone A.....	127
Tableau IV. 7: pourcentage d'amortissement critique	127
Tableau IV. 8: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.....	128
Tableau IV. 9: Facteur de qualité	128
Tableau IV. 10: Comportement des trois premiers modes.....	132
Tableau IV. 11: Vérification de la participation massique.....	133
Tableau IV. 12: Résumé des résultats	136
Tableau IV. 13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	136
Tableau IV. 14: Distribution de la résultante des forces sismiques	137
Tableau IV. 15: Moment de renversement suivant les deux directions X et Y.....	138
Tableau IV. 16: Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y.....	138
Tableau IV. 17: Vérification de la stabilité au renversement.....	138
Tableau IV. 18: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....	139
Tableau IV. 19: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....	139
Tableau IV. 20: Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions	140
Tableau IV. 21: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X.....	141
Tableau IV. 22: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y.....	141
Tableau IV. 23: Dimensions finales des poutres	142
Tableau IV. 24: Dimensions finales des poteaux	142
Tableau V. 1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.	144
Tableau V. 2: Combinaisons des charges.....	145
Tableau V. 3: Récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants.	147
Tableau V. 4: Récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants.	156
Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux.....	174
Tableau V. 6: Vérification de l'effort normal réduit.....	175
Tableau V. 7: Tableau de sollicitations	181
Tableau VI. 1: Surface des panneaux du radier	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI. 2: Calcul des inerties et du centre de gravité du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI. 3: Tableau des sollicitations des nervures	209

Sommaire

<i>Remerciements</i>	I
<i>DEDICACE</i>	II
<i>Liste des figures</i>	III
<i>Liste des tableaux</i>	V
<i>Sommaire</i>	VII
<i>Listes des symboles et notations</i>	XIV
<i>Résumé</i>	XIV
<i>Introduction générale</i>	1

Chapitre I : Généralités et Présentation de projet.

<i>I.1. Introduction :</i>	3
<i>I.2. Présentation de l'ouvrage :</i>	3
<i>I.3. Caractéristiques des matériaux :</i>	6
I.3.1. Introduction :	6
I.3.2. Etude du béton :	7
I.3.4. Hypothèse de calcul :	16
I.3.5. Actions et sollicitations de calcul :	16

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments, et la descente des charges

<i>II.1. But de pré dimensionnement :</i>	20
<i>II.2. Le pré dimensionnement des éléments :</i>	20
II.2.1. Les poutres :	20
II.2.1.1. Poutres principales:	20
II.2.1.2. Poutres secondaires	21
II.2.2. Les poteaux :	21
II.2.4. Les poutrelles (les nervures)	23
II.2.5. L'acrotère :	23
II.2.6. Les balcons (les consoles) :	24
II.2.7. Les voiles :	24
II.2.8. Les escaliers :	25

II.2.9. Poutre palière :	27
<i>II.3. L'évaluation des charges :</i>	28
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :	28
II.3.2. Plancher d'étages courants :	29
II.3.3. Murs extérieurs :	29
II.3.4. Murs intérieurs :	30
II.3.5. Balcon :	30
II.3.6. L'escalier :	31
II.3.6.1. Palier :	31
II.3.6.2. Paillasse :	31
<i>II.4. Descente des charges :</i>	32
II.4.1 Définition :	32
II.4.2. Poteau centrale :	34
II.4.3. Poteau d'angle :	37
II.4.4. Poteau de rive:	40
<i>II.5. La dégression des charges :</i>	43
II.5.1. Définition :	43
II.5.2. Dégression de charge poteau centrale :	43
II.5.3. Dégression de charge poteau d'angle :	44
II.5.4. Dégression de charge poteau de rive :	44

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

<i>III.1. Introduction :</i>	48
<i>III.2. Etude des plancher à corps creux :</i>	48
III.2.1 Introduction :	48
<i>III.2.2 Détermination des sollicitations</i>	48
III.2.2.1 Méthodes des calcules	48
III.2.2.2. Détermination des sollicitation :	51
III.2.2.2.1. calcul à L'ELU :	51
III.2.2.2.2. Calcul à L'ELS :	55
III.2.2.3 Calcul du ferrailage :	57
III.2.2.3.1 Ferrailage a l'ELU :	57
<i>III.2. Etude des plancher terrasse inaccessible :</i>	63
III.2.3.1. Détermination des sollicitations :	64

III.2.3.1.1.calcul à L'ELU :	64
III.2.3.1.2. Calcul à L'ELS :	68
III.2.3.2 Calcul du ferrailage :	71
III.2.3.2.1 Ferrailage a l'ELU :	71
III.2.3.3.Schéma de ferrailage du plancher :	77
<i>III.3. Etude de Balcon :</i>	77
III.3.1. Définition :	77
III.3.2. Evaluation des charges sur le balcon :	78
III.3.3. Combinaison des charges balcon étage courant :	78
III.3.4. Ferrailage de balcon :	79
III.3.5 Schéma de ferrailage de balcon :	82
<i>III.4. Etude de l'acrotère :</i>	82
III.4.1. Introduction :	82
III.4.2. Vérification de l'acrotère au séisme :	83
III.4.3. Calculer des moments fléchissant :	84
III.4.4. Combinaison de calcul :	84
III.4.5 Calcul de l'effort normal :	84
III.4.6. Calcul de l'excentricité :	85
III.4.7. Coefficient de remplissage :	86
III-4-8. Calcul de ferrailage :	86
III.4.9. Vérifications nécessaires:	87
III.4.10. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :	89
III.4.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	90
<i>III.5. Etude d'escalier :</i>	90
III.5.1. Introduction :	90
III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :	91
III.5.3. Evaluations des sollicitations :	91
III.5.3.1. charges et surcharges : « volée »	91
III.5.3.2. Combinaison des charges :	91
III.5.3.3. Charges et surcharges : « Palier »	92
III.5.3.4. Combinaisons des charges :	92
III.5.4. Calcul la charge équivalent :	92
III.5.4.1. Combinaison des charges :	93
III.5.4.2. Calcul des moments :	94

III.5.4.3. Calcul des efforts interne « ELU »	95
III.5.5. Ferrailage (calcul des armatures): ELU	95
III.5.6. Vérification	96
III.5.7. Ferrailage (calcul des armatures) :ELS	98
III.5.8. Vérification de la flèche :	98
III.5.9. Le schéma de ferrailage de l’escalier :	99
<i>III.6. Calcul de la poutre palière :</i>	99
III.6.1. Introduction :	99
III.6.2. Evaluation des charges :	100
III.6.3. Réaction provenant du palier et de la paillasse :	100
III.6.4. Combinaison des charges :	102
III.6.5. Calcul les sollicitations de la poutre palière :	102
III.6.6. Calcul de ferrailage :	103
III.6.7. Calcul la poutre palière à la torsion :	106
III.6.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière :	107

Chapitre IV : Etude dynamique

<i>IV.1. Introduction :</i>	109
<i>IV.2. Objectif de l’étude dynamique :</i>	109
<i>IV.3. La Modélisation :</i>	109
IV.3.1. Logiciel de modélisation :	110
IV.3.2. Maillage de la structure :	110
IV.3.3. Les étapes de modélisation :	111
<i>IV.4. Critères de classification selon les RPA99/VERSION 2003</i>	116
IV.4.1. Classification des zones sismiques : (RPA99/Version2003 Art 3.1)	116
IV.4.2. Classification des ouvrages selon leur importance : (RPA99/Version2003Art 3.2)	116
IV.4.3. Classification des sites : (RPA99/Version2003 Art 3.3)	116
IV. 4.4. Classification des systèmes de contreventement : (RPA99/Version2003 Art 3.4)	117
IV.4.5.1. Régularité en plan :	117
IV.4.5.2. Régularité en élévation :	118
<i>IV.5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :</i>	119
IV.5.1. Centre de gravité des masses :	119

IV.4.3. Excentricité :	120
IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :	120
IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : (RPA99/Version2003 Art 4.2.7) :	121
IV.4.3.3. Effets de la torsion accidentelle: (RPA99/Version2003 Art 4.3.7) _____	121
IV.4.3.4. Excentricité retenue :	121
IV.6. Choix de la méthode de calcul :	122
IV. 6.1. Introduction :	122
IV. 6.2. Méthode statique équivalente : (RPA99/Version2003 Art 4.2) _____	122
IV.6.2.1. Principe de la méthode _____	122
IV.6.2.2. Modélisation :	123
IV.6.3. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA99/Version 2003 ART 4.3) _____	123
IV.6.3.1. Principe de la méthode :	123
IV.6.3.2. Modélisation : _____	123
IV.6.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	124
IV.6.4.1. Principe de la méthode :	124
IV.6.4.2. Domaine d'application :	124
IV.7. Analyse de la structure :	125
IV.7.1. Spectre de réponse de calcul : _____	126
IV.7.2. Résultats et vérification de l'analyse dynamique : _____	130
IV.7.2.1. Vérification de l'effort normal réduit de compression : _____	131
IV.7.2.3. Vérification de la participation massique : _____	132
IV.7.2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : _____	133
IV.7.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99/Version2003 Art 4.4.1) _____	137
IV.7.2.6. Vérification des déplacements inter-étage : _____	139
IV.7.2.7. Vérification des déplacements en tête : _____	140
IV.7.8. Justification vis à vis de l'effet P- Δ : (RPA99/Version2003 Art 5.9) : _____	140
IV.8. CONCLUSION :	142

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction :	144
V.2. Hypothèse :	144
V.3. Ferrailage des poutres :	145
V.3.1. Les armatures longitudinales :	145

V.3.2. Les armatures transversales :	146
V.3.3. Poutre principale (30 × 40) cm ² :	147
V.3.3.1. Ferrailage longitudinal :	148
V.3.3.2. La vérification de la poutre principale :	150
V.3.3.3. Vérification à ELS :	151
V.3.3.4. Armatures transversales :	153
V.3.3.4. Schéma des ferrailages :	155
V-3-4 Poutre Secondaire (30 × 40) cm ² :	156
V.3.4.1. Ferrailage longitudinal :	157
V.3.4.2. La vérification de la poutre principale :	158
V.3.4.3. Vérification à E.L.S :	160
V.3.4.4. Armatures transversales :	162
V.3.4.5. Ferrailage des poutres secondaires :	164
V.4. Ferrailage des poteaux :	165
V.4.1. Recommandations :	166
V.4.2. Ferrailage des poteaux (40 x 45) :	168
V.4.2.1. Armatures longitudinales :	168
V.4.2.2. Vérifications :	174
V.4.2.3. Schéma des ferrailages :	178
V.5. Ferrailage des voiles :	179
V.5.1. Introduction :	179
V.5.2. Rôle de contreventement :	179
V.5.3. Combinaisons de calcul :	179
V.5.4. Recommandation du RPA99 ver 2003	179
V.5.5. La méthode de calcul :	181
V.5.6. Exemple d'application	181
V.5.7. Conclusion :	185
V.5.8. Schéma de ferrailage des voiles :	186

Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :	188
VI.2. Choix de type de fondations :	188
VI.2.1 Différents types de fondations :	188
VI.3. Etud du sol :	189

VI.3.1. Les caractéristiques mécaniques du sol :	189
VI.4. <i>Calculs des surfaces nécessaires des semelles :</i>	189
VI.5. <i>Etude de radier :</i>	190
VI.5.1 Pré dimensionnement :	190
VI.6. <i>Modélisation du radier :</i>	193
VI.6.1. Les étapes de modélisation	193
VI.7. <i>Vérifications réglementaires du radier :</i>	196
VI.7.1. Vérification des contraintes dans le sol :	196
VI.7.2. Vérification au non poinçonnement du radier :	197
VI.7.3. Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :	197
VI.7.4. Caractéristiques géométriques du radier :	198
VI.7.5. Vérification au renversement :	201
VI.8. <i>Ferraillage du radier :</i>	202
VI.8.1. Evaluation des charges et surcharges :	202
VI.8.2. Ferraillage de panneau le plus sollicité :	202
VI.8.3. Calcul des sections d'armatures:	203
VI.8.4. Détermination des armatures:	203
VI.8.5. Schéma de ferraillage :	206
VI.9. <i>Etude de débord du radier :</i>	207
VI.9.1. Calcul le Ferraillage :	207
VI.9.2. Ferraillage de débord :	208
VI.10. <i>Calcul des poutres (nervures) du radier</i>	208
VI.10.1. Calcul des armatures	209
VI.10.3. Schéma de ferraillage :	212
VI.11. <i>Calcul des longrines:</i>	212
VI.11.1. Définition:	212
VI.11.2. Ferraillage longitudinal :	213
VI-11-3 Vérification à L'E.L.S :	213
VI.11.4. Schéma des ferrailages :	214
<i>Conclusion général</i>	216
<i>Références bibliographiques</i>	218
<i>Annexes</i>	220

Listes des symboles et notations

- A** : coefficient d'accélération de zone
- A_a** : section d'armature en appui
- A_t** : section d'armature en travée
- A_{min}** : section d'armature minimale déterminée par les règlements
- A_r** : section d'armature de répartition
- A_{ser}** : section d'armature d'état limite de service
- A_u** : section d'armature d'état limite ultime de résistance
- A_x** : section d'armature du sens x-x
- A_y** : section d'armature du sens y-y
- A'** : section d'armature comprimée
- a** : longueur ; distance ; dimension
- B_r** : section réduite du béton
- b** : largeur
- b₀** : largeur de la nervure
- b₁** : largeur de poteau
- C** : cohésion du sol
- C_p** : facteur de force horizontale
- C_s** : coefficient de sécurité
- D** : coefficient d'amplification dynamique
- d** : hauteur utile
- E** : module de déformation longitudinale
- ELS** : Etat limite de service.
- ELU** : Etat limite ultime.
- E_{ij}** : module de déformation longitudinal instantanée
- E_{iv}** : module de déformation longitudinale différée
- e** : excentricité ; espacement
- e_a** : excentricité additionnelle
- f** : flèche
- f_c** : contrainte caractéristique du béton à la compression
- f_e** : limite élastique d'acier
- G** : action Permanente
- g** : giron de la marche

H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_e : hauteur libre
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
i : rayon de giration
j : nombre des jours
L : longueur
L_x : distance entre de poutrelles
L_y : distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
L_{max} : longueur maximale entre deux éléments porteurs
L_f : longueur de flambement
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_t : moment fléchissant de travée
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : moment fléchissant de la gauche
M_x : moment fléchissant du sens x-x
M_y : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment isostatique
N : effort normal
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
n : Nombre de contre marche sur la volée
P : poids propre

Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
s : espacement
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
U_c : périmètre du contour
V : action sismique
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
x : abscisse
y : ordonnée
y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales,

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (Commercial et habitation), constitué d'un Rez-de-chaussée plus (05) étages, implanté à la commune de collo dans la wilaya de SKIKDA. Cette région est classé en zone sismique IIa selon le (RPA99/V2003). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement (voiles porteurs).

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/V2003.....etc.).

L'analyse dynamique de cette structure à été fait par logiciel ROBOT 2014.

Mots clés : Bâtiment, contreventement, ROBOT, RPA99/V2003, BAEL91, CBA93.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات (تجاري سكني), يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى خمس (5) طوابق, يقع في بلدية القل بولاية سكيكدة, تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIa وفقا (RPA99/V2003) . تضمن مقاومة المبنى من خلال نظام تسليح (جدران حاملة) .

تم تصميم و تسليح جميع العناصر المقاومة وفقا للأنظمة الجزائرية السارية (RPA99/V2003,

BAEL91 ,CBA93 ,الخ). تم اجراء التحليل الديناميكي لهذه البنية باستخدام ROBOT 2014 .

الكلمات المفتاحية : مبنى, تسليح, BAEL91 ,CBA93 ,RPA99/V2003 ,ROBOT.

Summary

This project presents a detailed study of a multi-purpose building (commercial and residential), consisting of a ground floor plus five (05) floors, located in the commune of Collo in the wilaya of Skikda. This region is classified as seismic zone IIa according to (RPA99/V2003). The building's resistance is ensured by a bracing system (load-bearing walls).

The design and reinforcement of all resistant elements were in accordance with the applicable Algerian regulations (BAEL91, CBA93, RPA99/V2003, etc.). The dynamic analysis of this structure was conducted using ROBOT 2014 software.

KEYWORDS: Building, bracing, ROBOT, RPA99/V2003, BAEL91, CBA93.

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil englobe toutes les méthodes liées aux constructions civiles. La conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines sont les tâches des ingénieurs civils.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), comportant un rez-de-chaussée et cinq étages à usage multiple, contreventé par un système mixte (voiles et portiques).

Pour cette étude, tous les calculs sont entrepris conformément aux normes BAEL 91 modifiée 99, RPA99/V2003, ainsi qu'au document technique réglementaire DTR-BC-22. Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel Robot, qui est un outil performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Cette étude comporte six chapitres :

- Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.
- Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation et descente des charges.
- Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.
- Chapitre IV : Modélisation et étude dynamique.
- Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.
- Chapitre VI : Étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Généralités et Présentation de projet.

Chapitre I : Généralités et Présentation de projet.

I.1. Introduction :

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa conception est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les données relatives au bâtiment étudié.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

❖ Description de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+5) il implanté dans la wilaya de Skikda, il entre dans le cadre de réalisation d'un programme de 70 logements.

Cet ouvrage est composé d'un :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- 5 étages à usage d'habitation

❖ Données du site :

La région classée dans le **groupe d'usage 2** (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99/2003 (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Skikda qui est représentée d'après la classification sismique des wilayas la "zone **IIa**" (zone de moyenne sismicité).

Une contrainte de sol de **1,70 bar**.

Le sol est classé en **catégorie S3 (sol meuble)** selon sa nature géotechnique.

❖ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Tableau I. 1: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

	Dimension	(m)
Dimension en élévation	Hauteur total du bâtiment	18.70
	Hauteur de l'acrotère	0,60
	Hauteur étage courant	3,06
	Hauteur de rez-de-chaussée	3.40
Dimension en plans	Langueur totale du bâtiment	22.90
	Largueur totale du bâtiment	10.30

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

❖ Conception de la structure du bâtiment :

- **La superstructure :**

- a. **L'ossature :**

Le bâtiment est on ossature mixte, composée des poteaux et des poutres format un système de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble des voiles en béton armé disposé dans les sens ; constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

- b. **Plancher :**

Sont les surfaces plans qui délimitent les différents niveaux du bâtiment et supportent les charges et les surcharges.

Il existe deux type de plancher :

- ✓ **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher et constitué de poutrelles en béton armé coulée sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4cm.

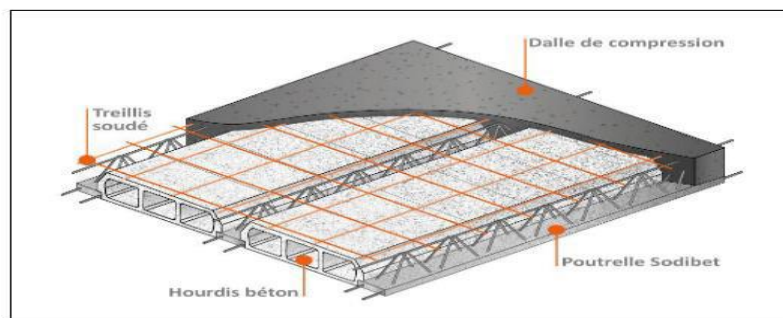


Fig I.1-Plancher à corps creux

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivant :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Une économie du cout de coffrage.

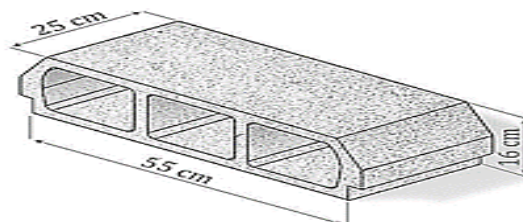


Fig I.2-Corps creux.

c. L'escalier :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Dans notre cas on a un seule type d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.

d. Les façades et les cloisons

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm, séparées par une lame d'air de 5cm.

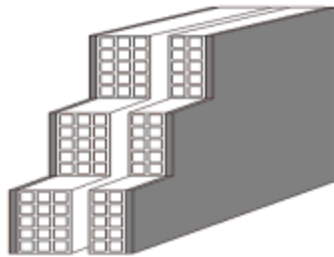


Fig I.3-Mur extérieur

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

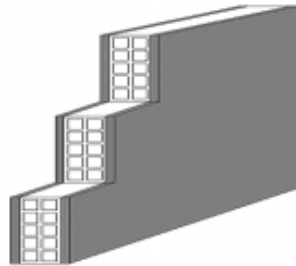


Fig I.4-Mur simple

e. L'acrotère :

L'acrotère est mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse.

Son rôle ; est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher.

f. Isolation :

L'isolation est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier.

g. Voile :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan, son rôle :

De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.

De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).

h. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

i. Les poutres :

Une poutre est une pièce loge horizontale servant à reprendre des charges et les poids de la construction et du mobilier, et les transmettre sur le côté aux piliers.

j. Les balcons :

Sont réalisées par des dalles pleines.

k. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- un carrelage pour les plancher et les escaliers et balcons.
- de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

• **Infrastructure :**

La fondation est la partie de l'ouvrage qui assurer la transmission des charges au sol de fondation dont la capacité portante pourra le supporter.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

I.3.1. Introduction :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et à la réglementation en vigueur en Algérie (RPA99version 2003, CBA93).

❖ **Définition du béton armé :**

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et des barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et la traction de l'acier .il est utilisé comme matériau de construction. En particulier pour le bâtiment et le génie civil.

❖ **Principaux caractéristiques et avantages de béton armé :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4opérations :

- La mise en place des armatures.
- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- Mise en place et du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

❖ **Les principaux avantages et inconvénients du béton armé sont :**

✚ **Les Avantages du béton armé :**

- **Economie :** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes :** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques :** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu :** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **En contrepartie,** les risques de fissurations constituant un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

✚ **Les inconvénients du béton armé :**

- **Le poids :** les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution :** pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :
 - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
 - le placement des armatures
 - pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.

Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

- **Brutalité des accidents :** les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :** il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.3.2. Etude du béton :

Le béton est un mélange du granulat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies ; le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les

zone tendue donc il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle le béton armé.

❖ **Composition du béton :**

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile.

Il existe différents types de ciment dont :

Ciment portland artificiel (CPA) : contient au moins 97% de clinker, le reste étant du filler.

- Ciment portland composé (CPJ) : contient au moins 65% de clinker.
- Ciment de haut fourneau (CHF) : contient au moins 75% de laitier, filler.
- Ciment au laitier et aux cendres (CLC) : contient au moins 65% de clinker.
- Ciment pouzzolanique (CPZ) : contient au moins 65% de clinker, 36% de pouzzolanes.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les gravillons :

• **Sables :**

Le sable est un mélange des grains de 0,14 à 5 cm obtenu par broyage ou bien par destruction naturelle des roches.

Pour la fabrication du béton il faut assurer la propreté du sable et non la présence des éléments argileux.

• **Le gravier :**

C'est un ensemble des grains de 5 à 25 mm, formés par destruction naturelle des roches ou le concassage, les grains de gravier en un arrondi quelconque.

c. L'eau de gâchage :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton.

L'eau utilisée doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers.

d. Dosage du béton :

Il est de 350 kg/m³ de ciment portland artificiel (CPA) de classe 325. Les constituants par 1 m³ de béton sont les suivants :

Tableau I. 2: Dosage du béton

Composantes	Gravier 5/25	Sables 0/5	Ciment	Eau
Volume /quantité	8001	4001	350kg	1751

e. Les adjuvants :

Lors de malaxage, on ajoute des adjuvants au béton qui permettent à retarder ou accéléré le temps de la prise du ciment dans le béton, mais les adjuvants ne change pas les caractéristiques du béton.

❖ Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

➤ Caractéristiques physiques :

✚ Masse volumique :

Elle varie de 2.2 à 2.5t/m³ suivant la quantité d'acier mise dans le béton .dans les calculs, elle peut être considéré égale à 2.5t/m³ pour un béton courant normalement armé.

✚ Coefficient de dilatation :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de (0.7// 1.2).10⁻⁵, il est de même (coefficient) ordre de celui de l'acier, dans les calculs ont adapté la valeur de10⁻⁵

✚ Le retrait :

Est le raccourcissement du béton au cours de son durcissement, il est dû essentiellement à l'évaporation de l'eau en excès, non combinée avec le ciment.

✚ Le fluage :

Est un phénomène de déformation différé sous l'effet d'une charge fixe indéfiniment appliquer.

✚ La ségrégation :

Est la séparation des éléments constituant de béton frais en fonction de leur grosseur ou leur densité.

➤ Caractéristiques mécaniques :

✚ Résistance du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite :

Résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83f_{cj}} f_{28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95f_{cj}} f_{28} \quad \text{Pour } f_{cj} \geq 400 \text{ Mpa}$$

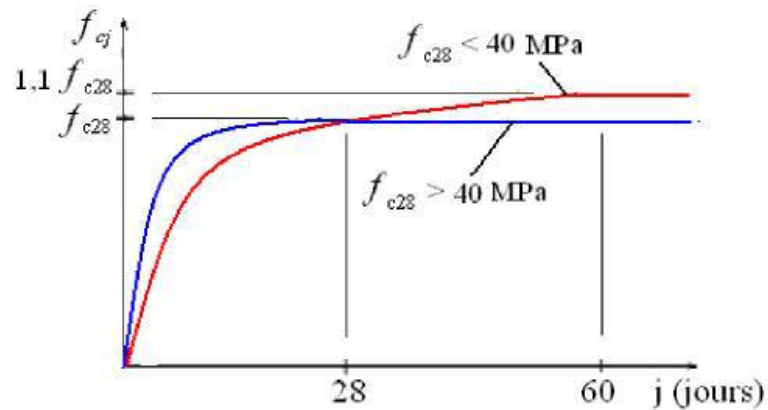


Fig. I.5-Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

✚ Résistance caractéristique à la traction :

Conventionnellement elle est définie comme une part de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}MPa$$

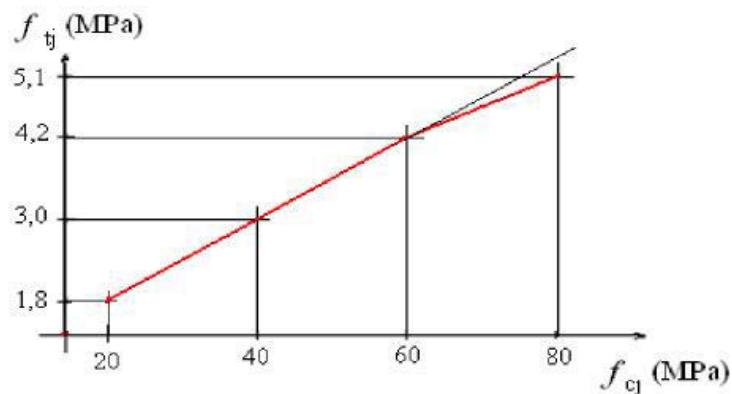


Fig. I.6-Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression

f_{cj}

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} = 25 MPa$.

La résistance à la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 MPa.$$

$$f_{t28} = 2.1 MPa.$$

❖ Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a. Module d'élasticité longitudinale instantané : (CBA.93Art A.2.1.2.1) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{tj}} \text{ (MPa)}.$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}.$$

Pour notre projet on prend :

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}.$$

b. Module d'élasticité longitudinale différée :(CBA.93Art A.2.1.2.2) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} .

Qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ (MPa)}.$$

Pour notre projet on prend :

$$E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}.$$

c. Module d'élasticité transversale :

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

❖ Coefficient de poisson : (CBA.93Art A.2.1.3) :

Coefficient de poisson (ν) est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

Δl : Raccourcissement relative longitudinale.

Δt : Augmentation relative transversale.

Pour les calculs des éléments bidimensionnels (dalles, coque, ...) on prendra :

$\nu = 0.2$ aux états limites de service (béton fissuré).

$\nu = 0$ aux états limites ultime (béton non fissuré).

❖ **Contrainte limites de béton :****a. Contraintes limites de compression: (CBA.93Art A.4.3.4.1) :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Pour une section rectangulaire.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.80f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Pour une section circulaire.}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ pour les cas généraux.

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles.

θ : Dépend de la durée d'application des charges.

Donc :

$\theta = 1$ Durée d'application des charges >24h

$\theta = 0.9$ Durée d'application des charges comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$ Durée d'application des charges <1h

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \rightarrow f_{bc} = \frac{0.8525}{1.15} = 14.16 \text{ MPa} \approx 14.2 \text{ MPa}$$

Pour notre cas on prend :

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

b. Contrainte limite de cisaillement : (CBA.93Art A.5.1.2.1.1) :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Si la fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

c. Contrainte de service à la compression : (CBA.93Art A. 4.5.2) :

Selon BAEL la contrainte de compression du béton « σ_{bc} » est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

d. Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique est défini par son module d'élasticité.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✚ Etat limite ultime(ELU) :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰} \rightarrow \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5 \text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \min(4.5; 0.025f_{cj}) \text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

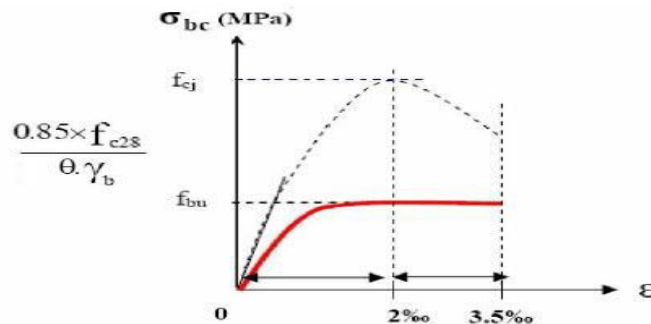


Fig. I.7-Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Avec :

ε_{bc} : déformations du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ pour les cas généraux.

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles.

θ : Dépend de la durée d'application des charges.

La contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

✚ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitations et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

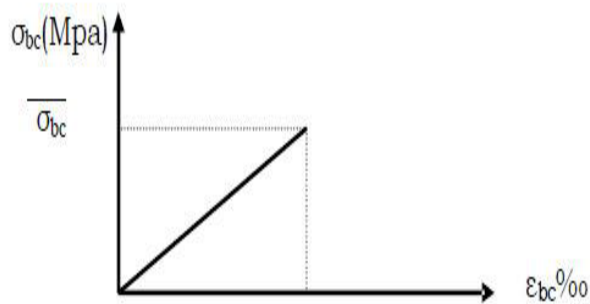


Fig. I.8 -Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

I.3.3. Etude des aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Acier doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Acier durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Les aciers utilisés pour constituer les armatures en béton armé de notre construction sont :

- Barres lisses (RL) → Fe E 235
- Barres à hautes adhérences (HA) → Fe E 400
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e :

Tableau I. 3: Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E 22	215	Emploi courant épingle de levage des pièces préfabriquées
	Fe E 24	235	
Barre HA Type 1 et 2	Fe TE 40	400	Emploi courant
	Fe TE 50	500	
Fils tréfile HA Type 3	Fe TE 40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	Fe TE	500	
Tréfile soudés -Lisses	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

❖ Module d'elasticity longitudinal: (CBA.93Art A.2.2.1):

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

❖ Les contraintes limites de calcul :

a. Contraintes limites à l'état limite ultime "ELU" : (CBA.93Art A.4.3.2) :

Les contraintes de calcul des aciers longitudinaux et transversaux sont données à partir du diagramme contrainte déformation précédente :

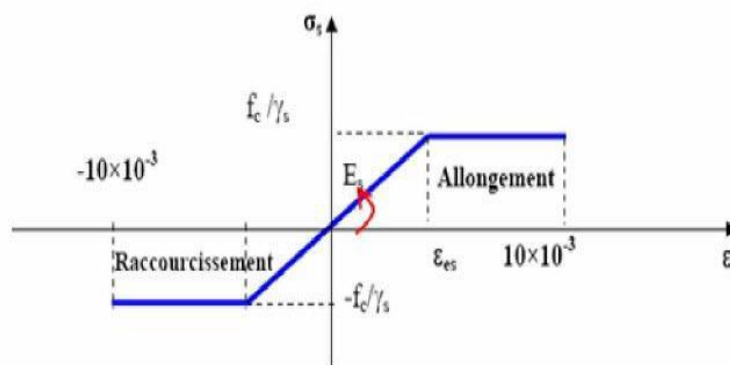
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

Pour les courants : $\gamma_s = 1.15$

Pour les cas accidentels : $\gamma_s = 1$



FigI.9-Diagramme contraintes déformations de l'acier.

Avec :

σ_s : contrainte de l'acier.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

f_e : limite d'élasticité garantie.

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peu nuisible nous aurons donc :

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

b. Contraintes limites à l'état de service " ELS " : (CBA.93Art A.4.5.3) :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est à effectuer (d'après le BAEL91).

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min (\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour armatures à hautes adhérences (HA) de diamètre de fils $\geq 6\text{cm}$.

$\eta = 1.3$ Pour les fils de diamètre de fils $< 6\text{cm}$.

I.3.4. Hypothèse de calcul :

❖ Etat limite ultime de résistance (ELU):

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les diagrammes contrainte-déformation sont devenus pour :
 - Béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton. $n = E_s / E_b = 15$
 - « Coefficient d'équivalence »
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$
- La résistance à la traction du béton est négligée.

❖ Etat limite de service (ELS) :

- Les sections droites restent planes.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.

Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton, ou coefficient d'équivalence est pris égal à :

$$n = E_s / E_b = 15$$

- On suppose que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité.

I.3.5. Actions et sollicitations de calcul :

❖ Action :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples,...) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variation de température, tassement des appuis) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'action :

a. Actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.

- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les des équipements fixes.
- Les efforts dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage, tassement,).

b. Actions variables « Q » :

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les surcharges d'exploitation.

c. Actions accidentelles « F_A » :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme le séisme, les vents, les volcans, les chocs, les explosions.....

❖ Sollicitations :

Les sollicitations sont les effets provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure pour les actions qui s'exercent sur elle, les sollicitations sont les moments fléchissant, les efforts tranchant, les efforts normaux, et les moments de torsion.

Les sollicitations sont déterminées à partir de la combinaison d'actions qui suite :

a. Pour les justifications aux états –limites ultimes :

a.1. Situations durables ou transitoires :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \Psi_{0i} \times Q_i$$

Avec :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : ($i > 1$) les autres actions variables dites d'accompagnement.

γ_{Q1} : Dépend de la nature des l'actions considérées.

a-2) Situations accidentelles :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{2i} \times Q_i$$

Avec :

F_A : Valeur minimale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \times Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} \times Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

b. Pour les justifications aux états –limites service :

La combinaison d'action à considérer est dite combinaison rare

$$G_{max} + G_{min} + FA + Q1 + \sum \psi 0I \times QI$$

I.3.6. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

Tableau I. 4: Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

Béton	Acier
Ciment dosé à 350kg /m ³	Barres(HA) : Fe E 400
$f_{c28} = 25$ MPa	Barr(LR) : Fe E235 pour les cadres, épinglé.
$f_{c28} = 1.2$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa	$\gamma_s = 1.15$
$E_{i28} = 32164.2$ MPa	$E_s = 2.10^5$ MPa
$E_v = 10721.4$ MPa	N = 1.6
$\gamma_b = 1.5$	

Chapitre **II**

*Pré-dimensionnement des éléments, et la descente des
charges*

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments, et la descente des charges

II.1. But de pré dimensionnement :

Le but du pré dimensionnement est définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA 99/Version 2003**, **BAEL 91 modifié 99** et du **CBA 93**.

II.2. Le pré dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les poutres :

La poutre est l'élément du gros œuvre qui entre dans la composition de l'ossature du bâtiment. Elle a pour rôle de reprendre les charges du mobilier, du poids propre des matériaux pour les transmettre aux poteaux ou murs porteurs.

D'après les prescriptions préconisées par le **RPA 99/Version 2003**, les dimensions des poutres doivent satis faire les conditions suivantes :

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $0.3 h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L max : Longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré. D'après le **RPA 99/V2003 (art 7.5.1)**, les dimensions des poutres en **zone II a**. Doivent satis faire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

II.2.1.1. Poutres principales:

Dans notre cas : $L_{max} = 410\text{cm}$

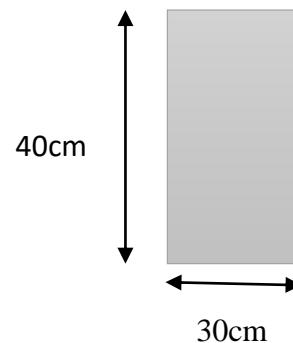
Selon les conditions de **BAEL 91** on a :

$$\frac{410}{15} = 27.33\text{cm} \leq h \leq \frac{410}{10} = 41\text{cm}$$

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

$$0.3 \times 40 = 12\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 40 = 28\text{cm}$$

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



FigII.1-Schéma statique de la poutre Principale

❖ **Vérification :**

Selon le **RPA 99/Version 2003 :**

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

$h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

On adopte une section : **S=(30× 40) cm²**

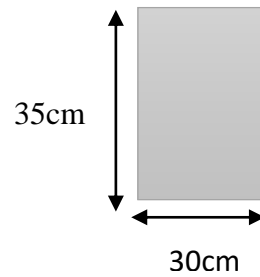
II.2.1.2. Poutres secondaires :

Dans notre cas : **L = 370cm**

Selon les conditions de **BAEL 91 on a :**

$\frac{370}{15} = 24.66\text{cm} \leq h \leq \frac{370}{10} = 37\text{cm}$

On adopte : **hp = 35cm**



FigII.2-Schéma statique de la poutre secondaire

$0.3 \times 35 = 10.5\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 35 = 24.5\text{cm}$

On adopte : **b= 30cm**

❖ **Vérification :**

Selon le **RPA 99/Version 2003 :**

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

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

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16\text{cm} < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

On adopte une section : **S=(30× 40) cm²**

II.2.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations.

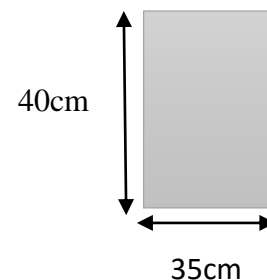
❖ **Vérification :**

D'après le **RPA 99/Version 2003**, et pour la **zone II a :**

- $\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

Avec

he : hauteur d'étage entre planchers finis.



FigII.3-Schéma statique du poteau

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

En prend le choix de l'architecture (35×40) cm²

- $\text{Min}(35 \times 40) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$
- $\text{Min}(35 \times 40) \geq \frac{340}{20} \rightarrow 35 \text{ cm} > 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$
- $\frac{1}{4} = 0.25 < \frac{35}{40} = 0.875 < 4 \dots \dots \dots \text{ CV}$

D'après le **BAEL 91**, on doit vérifier que $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{avec : } I = b \times h^3 / 12 \quad \text{et} \quad A = b \times h$$

Le poteau encastéré des deux côtés, donc :

$$l_f = 0.7 \times h_e = 0.7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$I = 35 \times (40)^3 / 12 = 186666.667 \text{ cm}^4$$

$$A = 35 \times 40 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{186666.667}{1400}} = 11.547 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{238}{11.547} = 20.61 \text{ cm} < 50 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Il n'y pas de risque de flambement.

Donc on adopte une section de : $S = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.3. Les planchers :

Un plancher est un élément porteur horizontal séparant deux étages d'une construction. Les planchers prennent appui, soit sur des murs, soit sur des poutres.

Les principaux types de plancher sont :

- Les planchers à corps creux et poutrelles.
- Les planchers à dalle pleine en béton armé.
- Les planchers préfabriqués avec prédalles. On utilise planchers en corps creux :

On utilise planchers en corps creux :

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

h_t : L'épaisseur du plancher

L : distance maximale entre nus d'appuis selon la sensibilité de disposition des poutrelles.

On a $L = 335 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{335}{22.5} = 14.88cm$$

On adopte un plancher de h=20cm

(Corps creux de 16cm et dalle de compression de 4cm)

II.2.4. Les poutrelles (les nervures) :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé.

- $0.3 \leq h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t$

Avec : $h_t=20cm$

- $0.3 \times 206cm \leq b_0 \leq 0.6 \times 20 = 12cm$

On adopte : $b_0=10cm$

- $b_1 \geq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right)$

avec : $L_{max}=340$

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55cm$$

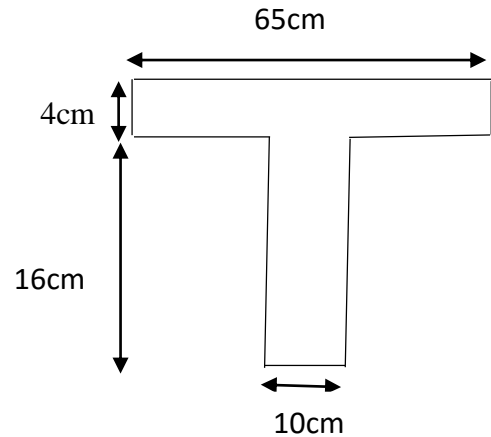


Fig II.4-Poutrelle

$$b_1 \geq \left(\frac{55}{2} = 27.5; \frac{340}{10} = 34\right)cm$$

On adopte $b_1=27.5cm$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10$$

$$b = 65cm$$

II.2.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural en béton armé contenant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux plurielle. Il considère comme une console encastree dans la plancher terrasse à son poids propre et une surcharge horizontale due à la main courante.

Le calcul se fait en la flexion composée.

h : hauteur de l'acrotère.

h₀ : épaisseur de l'acrotère.

Avec : $h=60cm$ et $h_0=10cm$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_T = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \left(\frac{0.05 \times 0.1}{2}\right)$$

$$S_T = 0.0675cm^2$$

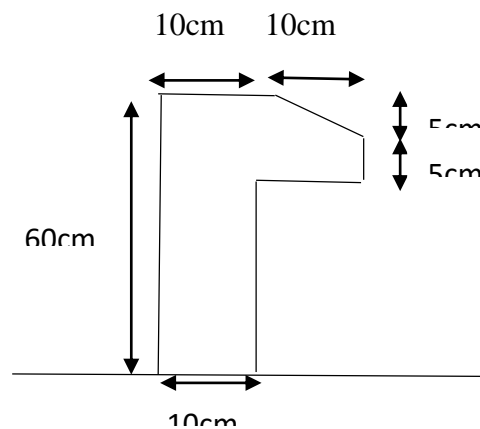


Fig II.5- Schéma de l'acrotère

Poids propre :

$$G = (\gamma \times S_t) + (\gamma \times e \times S) = (25 \times 0.0675) + (18 \times 0.02 \times 0.0675)$$

$$G = 1.7118 \text{ kN/ml}$$

- Charge permanente : $G = 171.18 \text{ kg/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}$

II.2.6. Les balcons (les consoles) :

Le balcon est calculé comme une console encastrée aux poutres et soumise à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre du au poids propre de garde-corps. Cette console est ferrillée en flexion simple.

Le calcul se fait pour une bande de 1m D'après le **BAEL 91**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}$

L : Largeur=140cm

- $h \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$

On prend : épaisseur=15cm

II.2.7. Les voiles :

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

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par **Art 7.7.1 du RPA 99/V2003**.

Les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur du voile « a » sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités telle que l'épaisseur minimale des voiles $a \geq 15 \text{ cm}$

Avec :

L : Longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

h_e : Hauteur de l'étage.

$$a \geq \max \left(a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

➤ **Pour RDC :**

$$h_e = 340 \text{ cm} = 3.4 \text{ m}$$

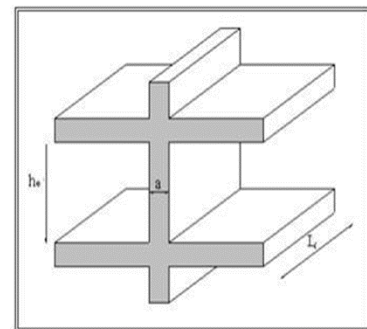


Fig II.6-Coupe de voile en élévation

- $a_{min} = 15cm$
- $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{340}{25} = 13.6cm$
- $a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{340}{22} = 15.45cm$
- $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17cm$

$$a_{min} \geq \max(15 ; 13.6 ; 15.45 ; 17) \text{ cm}$$

$$a \geq 17cm$$

On adopte : **a=20cm**

➤ **Pour étage courant :**

$$h_e = 306cm = 3.6m$$

- $a_{min} = 15cm$
- $a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24cm$
- $a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.9cm$
- $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm$

$$a_{min} \geq \max(15 ; 12.24 ; 13.9 ; 15.3)cm$$

$$a \geq 15.3cm$$

On adopte : **a=20cm**

II.2.8. Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Dans notre structure on a un seul type d'escalier il est constitué de : un palier de repose, deux volées parallèles.

La marche : c'est une partie horizontale dans laquelle on pose les pieds.

Le contre marche : c'est une partie verticale « hauteur de la marche ».

Le palier : utilise généralement pour change la direction.

La paillasse : c'est la partie résistante d'un escalier sur laquelle sont réalisées les marches.

Le palier de départ : l'origine d'un escalier.

Le giron : c'est la largeur de la marche.

L'embranchement : la longueur de la marche.

La poutre palière : c'est une poutre attachée l'escalier avec le mur .

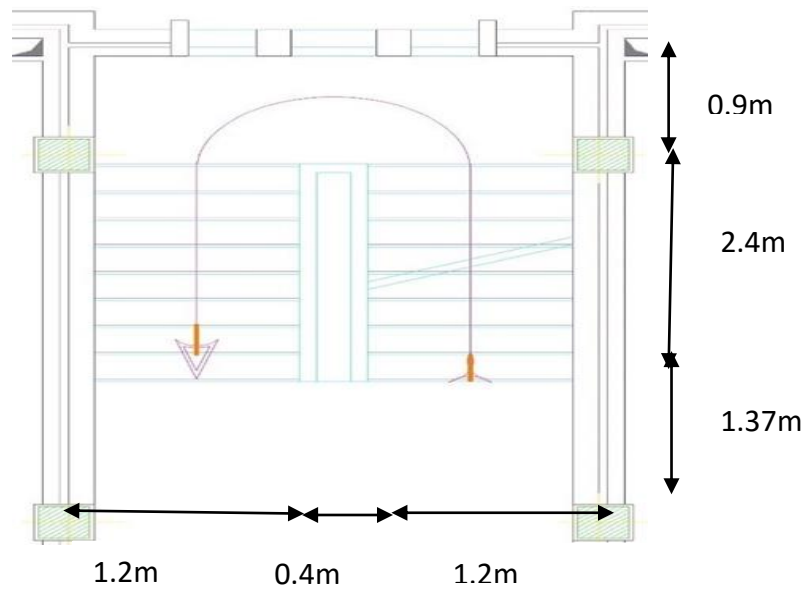


Fig II.7- Vue en plan d'escalier

➤ Pour étage courant :

$h_e = 306 \text{ cm}$

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

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**

On a : $60 \leq 2h + g \leq 65$

Donc : $15 \leq h \leq 17.5$

h : varié de 14 cm à 20 cmCV

g : varié de 22 cm à 33 cmCV

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

H : la hauteur d'étage / 2

n : nombre de centre marche.

n^* : nombre de marche.

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche par volée.}$$

$$n^* = n - 1 = 8 \text{ marche.}$$

▪ Inclinaison de la pailasse :

L : la longueur de foulé

$$L' = g \times (n - 1) = 30 \times (9 - 1)$$

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

$$L = \sqrt{L'^2 + H^2} = \sqrt{(240)^2 + (153)^2}$$

$$L = 284.62 \text{ cm}$$

α : L'angle d'inclinaison.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L'} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

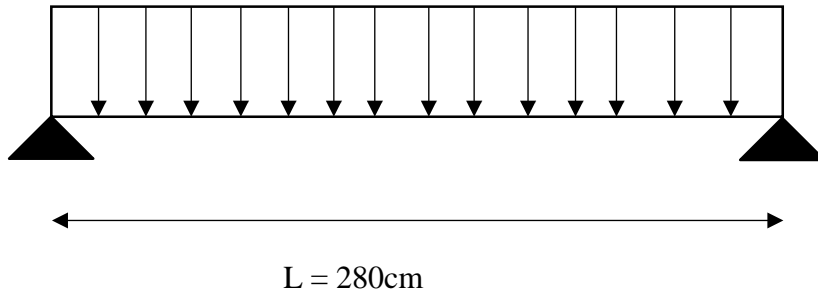
$$\alpha = 32.51^\circ$$

e : L'épaisseur de la paillasse et le palier.

$$\frac{L}{30} = \frac{284.62}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = \frac{284.62}{20}$$
$$9.48 \leq e \leq 14.23$$

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

II.2.9. Poutre palière :



L : la longueur de la poutre entre nus.

- La hauteur h de la poutre palière doit être :

Selon le **BAEL 91**. On a :

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

$$L = 280 \text{ cm}$$

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$$18.66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm}$$

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

- La largeur b de la poutre palière doit être :

Selon le **BAEL 91**, on a :

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

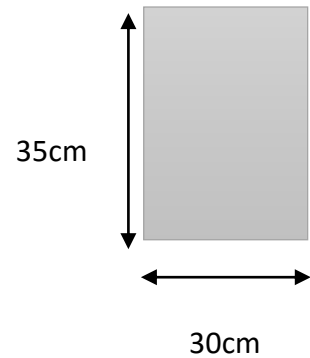
$$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On adopte : **b = 30 cm**

❖ **Vérification :**

Selon **RPA 99/V2003.**

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} < 4 \text{ cm}$



Soit : $b = 30 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$

On adopte une section $S = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3. L'évaluation des charges :

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

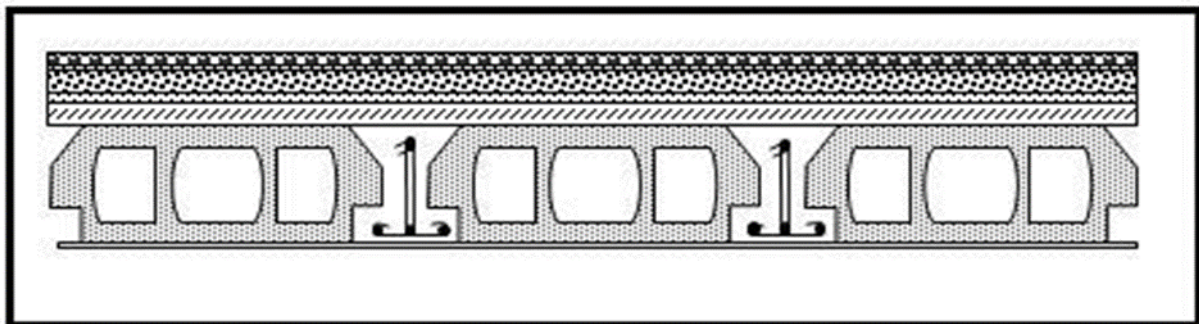


Fig II.8-Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 1: Evaluation des charges du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	0.2	14.25	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente (G)	-	-	5.94
Charge d'exploitation (Q)	-	-	1

II.3.2. Plancher d'étages courants :

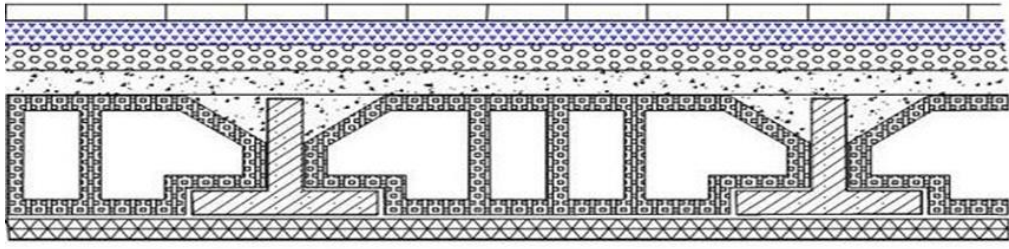


Fig II.9-Plancher étage courant

Tableau II. 2: Evaluation des charges de plancher d'étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher en corps creux	0.2	14.25	2.85
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de distribution	0.1	9	0.3
Enduit de ciment extérieur et intérieur	0.04	18	0.72
Charge permanente (G)	-	-	5.83
Charge d'exploitation (Q)	-	-	1.5

II.3.3. Murs extérieurs :



Fig II.10-Détail des constituants d'un mur extérieur

Tableau II. 3; Evaluation des charges de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Brique creuse	0.15+0.10	13+9	2.85
Mortier de ciment extérieur	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente (G)	-	-	3.41

II.3.4. Murs intérieurs :

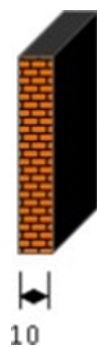


Fig II.11-Détail des constituants d'un mur intérieur

Tableau II. 4: Evaluation des charges de mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.04	10	0.4
Charge permanente (G)	-	-	1.3

II.3.5. Balcon :

Tableau II. 5: Evaluation des charges du balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Dalle plein BA	0.15	25	3.75
Charge permanente (G)	-	-	4.91
Charge d'exploitation (Q)	-	-	3.5

II.3.6. L'escalier :

II.3.6.1. Palier :

Tableau II. 6: Evaluation des charges de palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Enduit en ciment	0.02	25	0.5
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Lit de sable	0.03	17	0.51
Charge permanente (G)	-	-	5.6
Charge d'exploitation (Q)	-	-	2.5

II.3.6.2. Paillasse :

Tableau II. 7: Evaluation des charges de volée

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Lit de sable	0.03	17	0.51
Contre marche	0.17	22	$22 \times 0.17 / 2 = 1.87$
Poids propre de paillasse	0.15	25	$(25 \times 0.15) / \cos 32.51 = 4.44$
Enduit du ciment	0.02	25	0.59
Gardes corps	-	-	0.10
Charge permanente (G)	-	-	8.55
Charge d'exploitation (Q)	-	-	2.5

II.3.7. Voile :

Tableau II. 8: Evaluation des charges de volie

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Béton armé	0.2	25	5
Mortier de ciment intérieur	0.04	18	0.72
Charge permanente (G)	-	-	5.72

II.4. Descente des charges :

II.4.1 Définition :

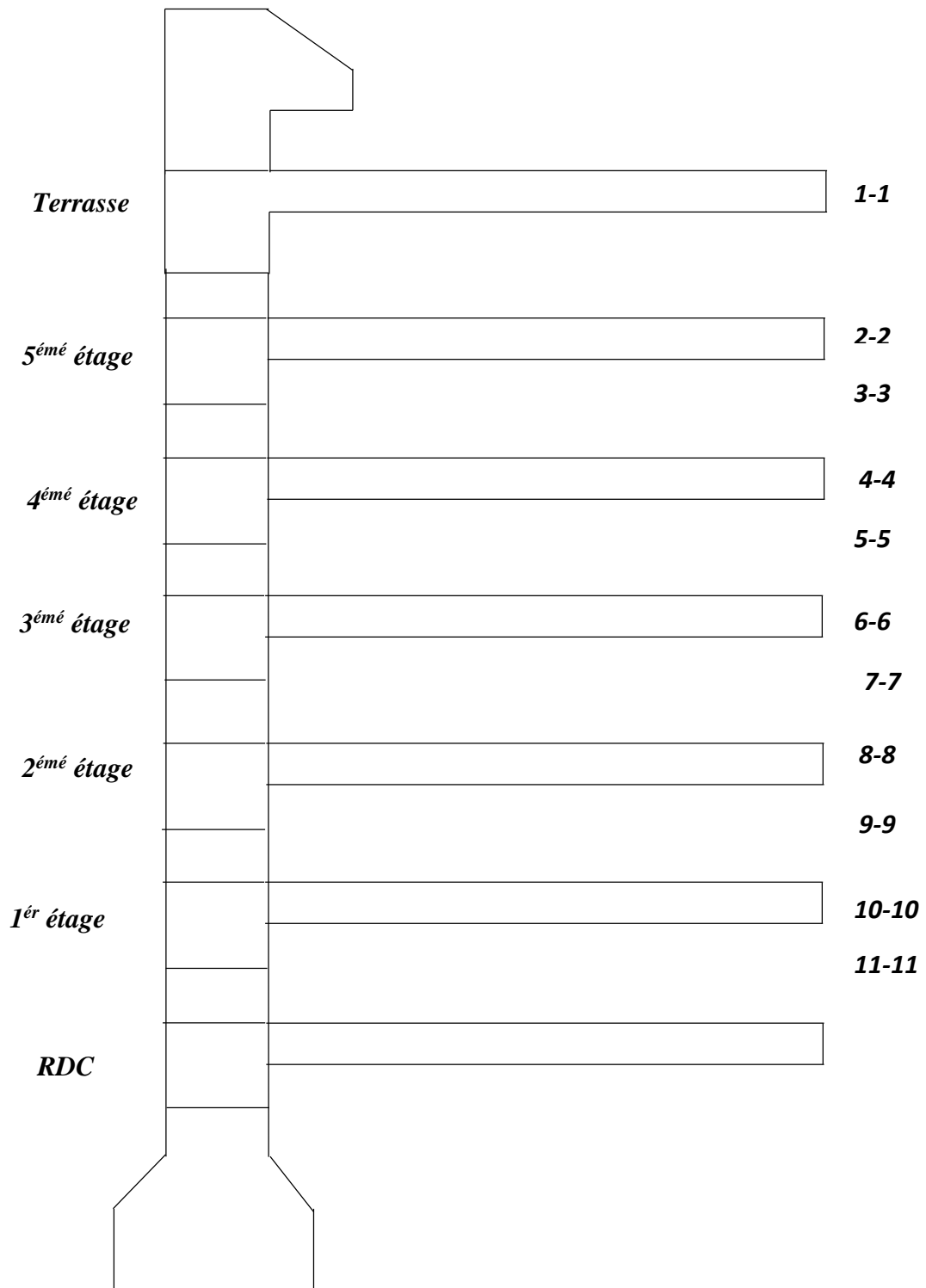
Descente des charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'à la fondation.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure.

Les charges réglementaires sont en général des :

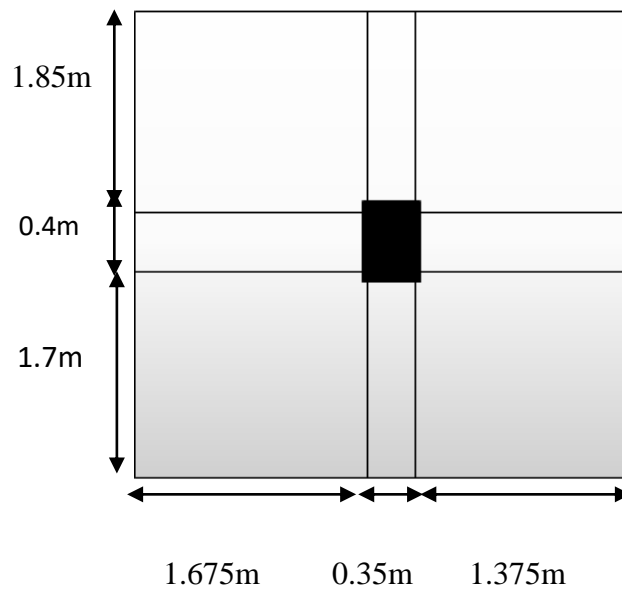
- ✓ **Charge permanente** : Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ **Charge d'exploitation** : Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale ». On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celle-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanente et charges d'exploitations.



FigII.12- Coupe explicative de la descente des charges

II.4.2. Poteau centrale :



❖ **Surface d'influence :**

$$S = (1.7 \times 1.675) + (1.375 \times 1.7) + (1.675 \times 1.85) + (1.375 \times 1.85)$$

$$S = 10.83 \text{ m}^2$$

❖ **Surface brute :**

$$S = (1.675 + 0.35 + 1.375) \times (1.85 + 0.4 + 1.7)$$

$$S = 13.43 \text{ m}^2$$

Tableau II. 9: Descente des charges poteau centrale

Section	G (kN)
Section 1-1	
- Plancher terrasse : (10.83×5.94)	64.33
- Poutre principale : $(25 \times 0.3 \times 0.4) \times (1.7 + 1.85)$	10.65
- Poutre secondaire : $(25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.675 + 1.375)$	8.01
Σ	82.99
Section 2-2	
- Poids venant de la section 1-1	82.99
- Poids de poteau : $2.66 \times (0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur intérieur longitudinal : $(1.7 + 1.85) \times 2.66 \times 1.3$	12.28
- Mur intérieur transversal : $(1.675 + 1.375) \times 2.71 \times 1.3$	10.75
Σ	115.33

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

Section 3-3	
- Poids venant de la section 2-2	115.33
- Plancher étage courant : (10.38×5.83)	63.14
- Poutre principale : $(25 \times 0.3 \times 0.4) \times (1.7 + 1.85)$	10.65
- Poutre secondaire : $(25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.675 + 1.375)$	8.01
Σ	197.13
Section 4-4	
- Poids venant de la section 3-3	197.13
- Poids de poteau : $2.66 \times (0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur intérieur longitudinal : $(1.7 + 1.85) \times 2.66 \times 1.3$	12.28
- Mur intérieur transversal : $(1.675 + 1.375) \times 2.71 \times 1.3$	10.75
Σ	229.47
Section 5-5	
- Poids venant de la section 4-4	229.47
- Plancher étage courant : (10.38×5.83)	63.14
- Poutre principale : $(25 \times 0.3 \times 0.4) \times (1.7 + 1.85)$	10.65
- Poutre secondaire : $(25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.675 + 1.375)$	8.01
Σ	311.27
Section 6-6	
- Poids venant de la section 5-5	311.27
- Poids de poteau : $2.66 \times (0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur intérieur longitudinal : $(1.7 + 1.85) \times 2.66 \times 1.3$	12.28
- Mur intérieur transversal : $(1.675 + 1.375) \times 2.71 \times 1.3$	10.75
Σ	343.61
Section 7-7	
- Poids venant de la section 6-6	343.61
- Plancher étage courant : (10.38×5.83)	63.14
- Poutre principale : $(25 \times 0.3 \times 0.4) \times (1.7 + 1.85)$	10.65
- Poutre secondaire : $(25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.675 + 1.375)$	8.01
Σ	425.41
Section 8-8	
- Poids venant de la section 7-7	425.41
- Poids de poteau : $2.66 \times (0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31

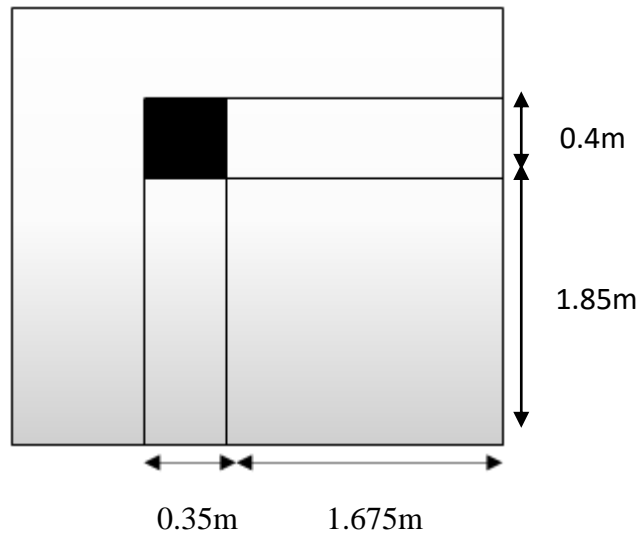
Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

- Mur intérieur longitudinal : $(1.7+1.85) \times 2.66 \times 1.3$	12.28
- Mur intérieur transversal : $(1.675+1.375) \times 2.71 \times 1.3$	10.75
Σ	457.75
Section 9-9	
- Poids venant de la section 8-8	457.75
- Plancher étage courant : (10.38×5.83)	63.14
- Poutre principale : $(25 \times 0.3 \times 0.4) \times (1.7+1.85)$	10.65
- Poutre secondaire : $(25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.675+1.375)$	8.01
Σ	539.55
Section 10-10	
- Poids venant de la section 9-9	539.55
- Poids de poteau : $2.66 \times (0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur intérieur longitudinal : $(1.7+1.85) \times 2.66 \times 1.3$	12.28
- Mur intérieur transversal : $(1.675+1.375) \times 2.71 \times 1.3$	10.75
Σ	571.89

Section 11-11	
- Poids venant de la section 10-10	571.89
- Plancher étage courant : (10.38×5.83)	63.14
- Poutre principale : $(25 \times 0.3 \times 0.4) \times (1.7+1.85)$	10.65
- Poutre secondaire : $(25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.675+1.375)$	8.01
Σ	653.69

Poteau Centrale : $G= 653.69 \text{ KN}$

II.4.3. Poteau d'angle :



❖ **Surface d'influence :**

$$S = 1.85 \times 1.675$$

$$S = 3.1 \text{ m}^2$$

❖ **Surface brute :**

$$S = (1.85+0.4) \times (1.675+0.35)$$

$$S = 4.5 \text{ m}^2$$

Tableau II. 10: Descente des charges poteau d'angle

Section	G (kN)
Section 1-1	
- L'acrotère : $(1.675+0.35) \times 1.68$	3.66
- Plancher terrasse : (3.1×5.94)	18.41
- Poutre principale : $(0.3 \times 0.4 \times 1.85 \times 25)$	5.55
- Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 1.675 \times 25)$	4.39
Σ	32.75
Section 2-2	
- Poids venant de la section 1-1	32.75
- Poids de poteau : $(2.66 \times 0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur extérieur longitudinal : $(3.41 \times 1.85 \times 2.66)$	16.78
- Mur extérieur transversal : $(3.41 \times 1.675 \times 2.71)$	15.47

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

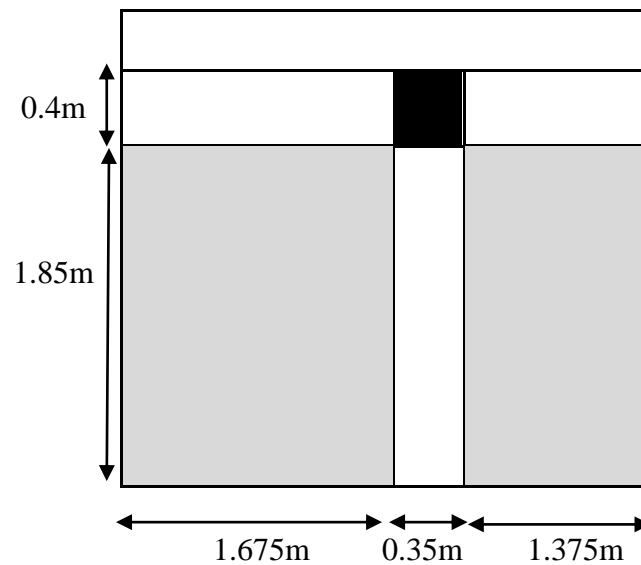
Σ	73.29
Section 3-3	
- Poids venant de la section 2-2	73.29
- Plancher étage courant : (3.1×5.83)	18.07
- Poutre principale : (0.3×0.4×1.85×25)	5.55
- Poutre secondaire : (0.3×0.35×1.675×25)	4.39
Σ	101.30
Section 4-4	101.30
- Poids venant de la section 3-3	9.31
- Poids de poteau : (2.66×0.35×0.4×25)	16.78
- Mur extérieur longitudinal : (3.41×1.85×2.66)	15.47
- Mur extérieur transversal : (3.41×1.675×2.71)	
Σ	142.86
Section 5-5	
- Poids venant de la section 4-4	142.86
- Plancher étage courant : (3.1×5.83)	18.07
- Poutre principale : (0.3×0.4×1.85×25)	5.55
- Poutre secondaire : (0.3×0.35×1.675×25)	4.39
Σ	170.87
Section 6-6	
- Poids venant de la section 5-5	170.87
- Poids de poteau : (2.66×0.35×0.4×25)	9.31
- Mur extérieur longitudinal : (3.41×1.85×2.66)	16.78
- Mur extérieur transversal : (3.41×1.675×2.71)	15.47
Σ	212.43
Section 7-7	
- Poids venant de la section 6-6	212.43
- Plancher étage courant : (3.1×5.83)	18.07
- Poutre principale : (0.3×0.4×1.85×25)	5.55
- Poutre secondaire : (0.3×0.35×1.675×25)	4.39
Σ	240.44

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

Section 8-8	
- *Poids venant de la section 7-7	240.44
- Poids de poteau : $(2.66 \times 0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur extérieur longitudinal : $(3.41 \times 1.85 \times 2.66)$	16.78
- Mur extérieur transversal : $(3.41 \times 1.675 \times 2.71)$	15.47
Σ	282
Section 9-9	
- Poids venant de la section 8-8	282
- Plancher étage courant : (3.1×5.83)	18.07
- Poutre principale : $(0.3 \times 0.4 \times 1.85 \times 25)$	5.55
- Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 1.675 \times 25)$	4.39
Σ	310.01
Section 10-10	
- Poids venant de la section 9-9	310.01
- Poids de poteau : $(2.66 \times 0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur extérieur longitudinal : $(3.41 \times 1.85 \times 2.66)$	16.78
- Mur extérieur transversal : $(3.41 \times 1.675 \times 2.71)$	15.47
Σ	351.57
Section 11-11	
- Poids venant de la section 10-10	351.57
- Plancher étage courant : (3.1×5.83)	18.07
- Poutre principale : $(0.3 \times 0.4 \times 1.85 \times 25)$	5.55
- Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 1.675 \times 25)$	4.39
Σ	380.08

Poteau d'angle : G=380.08KN

II.4.4. Poteau de rive:



❖ Surface d'influence

$$S = (1.85 \times 1.675) + (1.375 \times 1.85)$$

$$S = 5.64 \text{ m}^2$$

❖ Surface brute :

$$S = (0.4 + 1.85) \times (1.675 + 0.35 + 1.375)$$

$$S = 7.65 \text{ m}^2$$

Tableau II. 11: Descente des charges poteau de rive

Section	G (kN)
Section 1-1	
- L'acrotère : (3.4×1.68)	5.71
- Plancher terrasse : (5.94×5.94)	33.50
- Poutre principale : $(0.3 \times 0.4 \times 1.85 \times 25)$	5.55
- Poutre secondaire : $((1.675 + 1.375) \times 0.3 \times 0.35 \times 25)$	8.01
Σ	52.77
Section 2-2	
- Poids venant de la section 1-1	52.77
- Poids de poteau : $(2.66 \times 0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur extérieur longitudinal : $(2.66 \times 1.85 \times 1.3)$	6.4
- Mur extérieur transversal : $((1.675 + 1.375) \times 3.41 \times 2.71)$	28.18
Σ	96.66

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

Section 3-3	
- Poids venant de la section 2-2	96.66
- Plancher étage courant : (5.83×5.83)	32.88
- Poutre principale : (0.3×0.4×1.85×25)	5.55
- Poutre secondaire : ((1.675+1.375)×0.3×0.35××25)	8.01
Σ	143.1
Section 4-4	143.1
- Poids venant de la section 3-3	9.31
- Poids de poteau : (2.66×0.35×0.4×25)	6.4
- Mur extérieur longitudinal : (2.66×1.85×1.3)	28.18
- Mur extérieur transversal : ((1.675+1.375)×3.41×2.71)	
Σ	186.99
Section 5-5	
- Poids venant de la section 4-4	186.99
- Plancher étage courant : (5.83×5.83)	32.88
- Poutre principale : (0.3×0.4×1.85×25)	5.55
- Poutre secondaire : ((1.675+1.375)×0.3×0.35××25)	8.01
Σ	233.43
Section 6-6	
- Poids venant de la section 5-5	233.43
- Poids de poteau : (2.66×0.35×0.4×25)	9.31
- Mur extérieur longitudinal : (2.66×1.85×1.3)	6.4
- Mur extérieur transversal : ((1.675+1.375)×0.3×0.35××25)	28.18
Σ	277.32
Section 7-7	
- Poids venant de la section 6-6	277.32
- Plancher étage courant : (5.83×5.83)	32.88
- Poutre principale : (0.3×0.4×1.85×25)	5.55
- Poutre secondaire : ((1.675+1.375)×0.3×0.35××25)	8.01
Σ	323.76

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

Section 8-8	
- Poids venant de la section 7-7	323.76
- Poids de poteau : $(2.66 \times 0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur extérieur longitudinal : $(2.66 \times 1.85 \times 1.3)$	6.4
- Mur extérieur transversal : $((1.675 + 1.375) \times 0.3 \times 0.35 \times 25)$	28.18
Σ	367.65
Section 9-9	
- Poids venant de la section 8-8	367.65
- Plancher étage courant : (5.83×5.83)	32.88
- Poutre principale : $(0.3 \times 0.4 \times 1.85 \times 25)$	5.55
- Poutre secondaire : $((1.675 + 1.375) \times 0.3 \times 0.35 \times 25)$	8.01
Σ	414.53
Section 10-10	
- Poids venant de la section 9-9	414.53
- Poids de poteau : $(2.66 \times 0.35 \times 0.4 \times 25)$	9.31
- Mur extérieur longitudinal : $(2.66 \times 1.85 \times 1.3)$	6.4
- Mur extérieur transversal : $((1.675 + 1.375) \times 0.3 \times 0.35 \times 25)$	28.18
Σ	457.98
Section 11-11	
- Poids venant de la section 10-10	457.98
- Plancher étage courant : (5.83×5.83)	32.88
- Poutre principale : $(0.3 \times 0.4 \times 1.85 \times 25)$	5.55
- Poutre secondaire : $((1.675 + 1.375) \times 0.3 \times 0.35 \times 25)$	8.01
Σ	504.42

Poteau de Rive : $G=504.42KN$

II.5. La dégression des charges :

II.5.1. Définition :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps à leur charge d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux piliers et aux fondations la loi de dégression est fixée par les normes. Cette loi est généralement applicable pour les bâtiments d'habitation.

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

II.5.2. Dégression de charge poteau centrale :

Tableau II. 12: Les charges d'exploitations poteau centrale

Niveaux	q (kN)	S (m ²)	Q [*] =q×S (kN/m ²)	Dégression	Q (kN)
Terrasse	1	10.83	10.83	Q ₀	10.83
5 ^{ème} étage	1.5	10.83	16.25	Q ₀ +Q ₁	27.08
4 ^{ème} étage	1.5	10.83	16.25	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	41.71
3 ^{ème} étage	1.5	10.83	16.25	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	54.71
2 ^{ème} étage	1.5	10.83	16.25	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	66.08
1 ^{er} étage	1.5	10.83	16.25	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	75.83
RDC	2.5	10.83	27.08	Q ₀ +0.75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	92.08

Poteau centrale : Q=92.08KN

➤ Combinaison des charges :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 653.69) + (1.5 \times 92.08)$$

Nu=1020.60KN

II.5.3. Dégression de charge poteau d'angle :

Tableau II. 13: Les charges d'exploitations poteau d'angle

Niveaux	q (kN)	S (m ²)	Q* =q×S (kN/m ²)	Dégression	Q (kN)
Terrasse	1	3.1	3.1	Q ₀	3.1
5 ^{ème} étage	1.5	3.1	4.65	Q ₀ +Q ₁	7.75
4 ^{ème} étage	1.5	3.1	4.65	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	11.74
3 ^{ème} étage	1.5	3.1	4.65	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	15.65
2 ^{ème} étage	1.5	3.1	4.65	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	18.91
1 ^{er} étage	1.5	3.1	4.65	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	21.7
RDC	2.5	3.1	7.75	Q ₀ +0.75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	26.35

Poteau d'angle : Q= 26.35KN

➤ **Combinaison des charges :**

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 380.08) + (1.5 \times 26.35)$$

Nu = 552.63KN

II.5.4. Dégression de charge poteau de rive :

Tableau II. 14: Les charges d'exploitations poteau de rive

Niveaux	q (kN)	S (m ²)	Q* =q×S (kN/m ²)	Dégression	Q (kN)
Terrasse	1	5.64	5.64	Q ₀	5.64
5 ^{ème} étage	1.5	5.64	8.46	Q ₀ +Q ₁	14.10
4 ^{ème} étage	1.5	5.64	8.46	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	21.71
3 ^{ème} étage	1.5	5.64	8.46	Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	28.48
2 ^{ème} étage	1.5	5.64	8.46	Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	34.40
1 ^{er} étage	1.5	5.64	8.46	Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	39.48
RDC	2.5	5.64	14.1	Q ₀ +0.75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	47.94

Poteau de Rive : Q= 47.94KN

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

➤ Combinaison des charges :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 504.42) + (1.5 \times 47.94)$$

$$Nu = 752.88 \text{ KN}$$

II.5.5. Vérification le poteau le plus sollicité :

$$\text{On a : } Nu = \max \{ 1020.60; 552.63; 752.88 \}$$

Donc : $Nu = 1020.60 \text{ kN}$ « Poteau centrale le plus sollicité »

➤ Vérification du flambement « stabilité » :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{avec : } L_f = 0.7h_e \quad , i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{avec : } I = b \times \frac{h^3}{12}$$

$$A = b \times h$$

Poteau de RDC : $h_e = 3.40\text{m}$

$$L_f = 0.7 \times 3.40 = 2.38\text{m}$$

$$A = 0.35 \times 0.4 = 0.14\text{m}^2$$

$$I = \sqrt{\frac{0.35 \times 0.4^3}{12}} = 0.001867\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.001867}{0.14}} = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.83}{0.115} = 20.69 < 50$$

Donc: pas de risqué de flambement

➤ Condition de la résistance : $\bar{N}u \geq Nu$

$$Nu = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_{min} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\gamma_s = 0.15 \quad \gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_e = 400\text{MPa}$$

B_r : l'airvdu poteau réduit.

$$B_r = (b-2\text{cm}) \times (h-2\text{cm}) = (35-2) \times (40-2)$$

$$B_r = 1254\text{cm}^2$$

A_{min} : Section d'acier réduit

$$A_{min} \geq \{ 4 U; 0.2\%B \}$$

U : Périmètre de ma section.

B : La section du poteau.

$$A_{min} \geq \max \{ 4(2 \times (0.35 - 0.4)); 0.2 \times (35 \times 40)/100 \}$$

Chapitre II pré dimensionnement des éléments, et la descente des charges

$$A_{min} \geq \max \{6; 2.8\} cm^2$$

On prend : $A_{min}=6 \text{ cm}^2$

α : Coefficient réducteur en fonction de l'élanement.

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{20.69}{35}\right)^2} = 0.79$$

$$N\bar{u} = 0.79 \left(\frac{0.1254 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.06 \times 100 \times 10^3}{1.15} \right)$$

$$N\bar{u} = 18321.51 \text{ KN}$$

$$N\bar{u} = 18321.51 \text{ KN} > N_u = 1020.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Chapitre **III**

Etude des éléments secondaires.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, elles doivent être vérifiées sous l'action de la charge sismique. Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- ✓ Les planchers à corps creux.
- ✓ Les balcons
- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers et la poutre palière.

III.2. Etude des plancher à corps creux :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant des différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides des leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher de résumé au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales

III.2.2 Détermination des sollicitations

III.2.2.1 Méthodes des calcules

D'après le **BAEL 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, On utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode Forfaitaire
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Dans notre cas les planchers seront calculés par **La méthode forfaitaire.**

- L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies [**Art B.6.2,210/BAEL91 modifie99**]

- **Hypothèse 01** : $q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$.
- **Hypothèse 02** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- **Hypothèse 03** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- **Hypothèse 04** : La fissuration est non préjudiciable.

➤ **Vérification :**

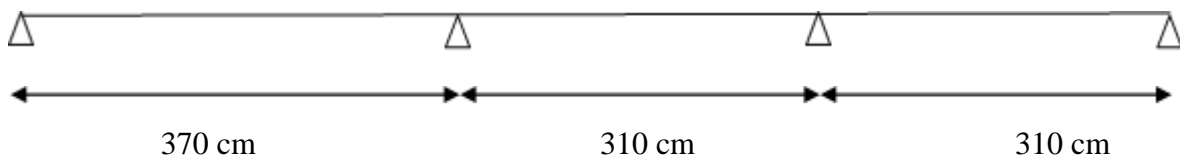
$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \quad G = 5.83 \text{ kN/m}^2$

1) $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.83 ; 5)$

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \max(11.66 ; 5) \dots \dots \dots \text{ (C.V.)}$

2) L'épaisseur est la même pour les différentes travées. $\dots \dots \dots \text{ (C.V.)}$

3) $0.8 \leq \left(\frac{L_2 - 3}{L_1 - 2}\right) \leq 1.25$



• $\frac{370}{310} = 1.19 \quad 0.8 \leq 1.19 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$

• $\frac{310}{310} = 1 \quad 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$

• $\frac{310}{370} = 0.84 \quad 0.8 \leq 0.84 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$

Les rapports des portées sont dans l'intervalle (0.8 ; 1.25).

4) La fissuration de plancher étage courant est non préjudiciable. $\dots \dots \dots \text{ (C.V)}$

Les conditions étant toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

• **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

• **Exposé de la méthode :**

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées :

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

M₀ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, Dans une travée de portée L (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie P, ce moment vaut :

$$M_0 = P \frac{L^2}{8}$$

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment -sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{1.5M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ **0,6 M₀** pour une poutre à deux travées
- ✓ **0,5 M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ **0,4 M₀** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ **0,2M₀** pour les appuis de rives semi encastés.
- **Combinaison des charges :**

➤ **A L'ELU :**

$$q_u' = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.83 + 1.5 \times 1.5$$

$$q_u' = 10.12 \text{ KN/m}^2$$

➤ **A L'ELS :**

$$q_s' = G + Q = 5.83 + 1.5$$

$$q_s' = 7.33 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge revenant à la poutre (P) :**

➤ **A L'ELU :**

$$q_u = q_u' \times 0.65 = 10.12 \times 0.65$$

$$q_u = 6.58 \text{ KN / ml}$$

➤ **A L'ELS :**

$$q_s = q_s' \times 0.65 = 7.33 \times 0.65$$

$q_s = 4.76 \text{ KN / ml}$

• **Application de la méthode :**

Calcule le rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.83} = 0.20$$

Tableau III. 1: Rapport de charges

A	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.20	1.06	0.53	0.63

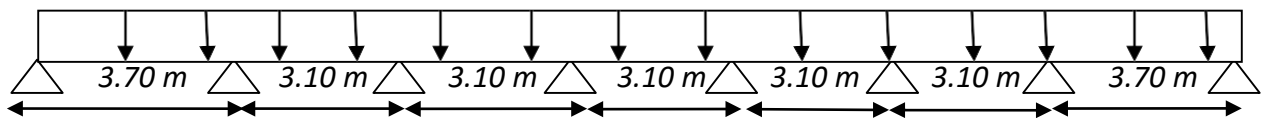


Fig III.1- Schéma statique du plancher

III.2.2.2. Détermination des sollicitation :

III.2.2.2.1. calcul à L'ELU :

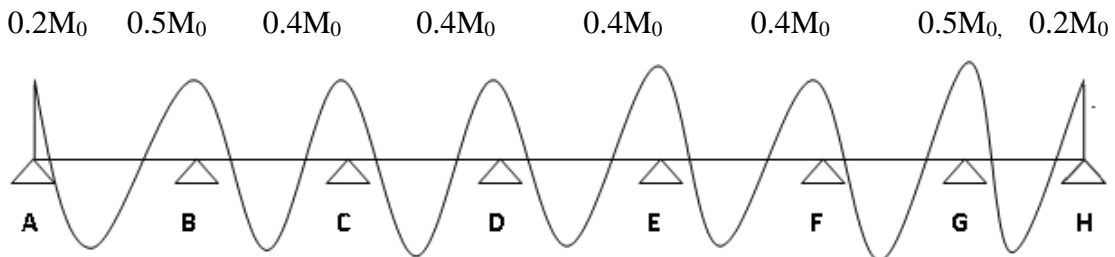
• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{1-2} = M_{7-8} = \frac{6.58 \times 3.70^2}{8} = 11.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{3-4} = M_{4-5} = M_{5-6} = M_{6-7} = \frac{6.58 \times 3.10^2}{8} = 7.90 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**



Travée de rive :

$$M_{w1} = M_{e8} = 0.2M_0 = 0.2 \times 11.26 = 2.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{e2} = M_{w7} = 0.5M_0 = 0.5 \times 11.26 = 5.63 \text{ kN.m}$$

Travée nue de rive :

$$M_{w2}=M_{e7}=0.5 \times 7.90 = 3.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{e3}=M_{w5}=0.4 \times 7.90 = 3.16 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire :

$$M_{w3-4-5-6}=M_{e3-4-5-6}=0.4 \times M_0 = 3.16 \text{ kN.m}$$

Tableau III. 2: Moment sur appuis à ELU

Travée (m)	L=3.7	L=3.7	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.7	L=3.7
Moments Aux appuis	$M_{w1}=2.25$	$M_{e2}=5.63$	$M_{w2}=3.95$	$M_{e3}=3.16$	$M_{w3,4,5,6}=3.16$	$M_{e3,4,5,6}=3.16$	$M_{w6}=3.16$	$M_{e7}=3.95$	$M_{w7}=5.63$	$M_{e8}=2.25$

• **Moment en travée :**

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

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

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \right\} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \right\} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

• **Pour travée 1-2 : (Travée de rive)**

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 11.26) ; (1.06 \times 11.26) \} - \left(\frac{2.25 + 5.63}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{ 11.82 ; 14.19 \} - 3.94$$

$$M_t \geq 14.19 - 3.94 = 10.25$$

$$\text{Soit : } M_{t1-2} = 10.25 \text{ kN.m}$$

Pour travée 2-3 : (Travée nu de rive)

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 7.90) ; (1.06 \times 7.90) \} - \frac{3.95 + 3.16}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 8.30 ; 8.37 \} - 3.55$$

$$M_t \geq 8.37 - 3.55 = 4.82$$

$$\text{Soit : } M_{t2-3} = 4.82 \text{ kN.m}$$

Pour travée 3-4 ; 4-5 ; 5-6 : (Travée intermédiaire)

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 7.90) ; (1.06 \times 7.40) \} - \frac{3.16 + 3.16}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 8.30 ; 7.84 \} - 3.16$$

$$M_t \geq 8.37 - 3.16 = 5.21$$

Soit : $M_{t3-4, 4-5, 5-6} = 5.21 \text{ kN.m}$

- **Pour travée 6-7 : (Travée nu de rive)**

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 7.90) ; (1.06 \times 7.90) \} - \frac{3.16 + 3.95}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 8.30 ; 8.37 \} - 3.55$$

$$M_t \geq 8.37 - 3.55 = 4.82$$

Soit : $M_{t6-7} = 4.82 \text{ kN.m}$

- **Pour travée 7-8 : (Travée de rive)**

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 11.26) ; (1.26 \times 11.26) \} - \frac{5.63 + 2.25}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 11.82 ; 14.19 \} - 3.94$$

$$M_t \geq 14.19 - 4.51 = 10.25$$

Soit : $M_{t7-8} = 10.25 \text{ kN.m}$

Tableau III. 3: Moment en travée en ELU

Travée	1-2	2-3	3-4 ; 4-5 ; 5-6	6-7	7-8
Mt (kN.m)	10.25	4.82	5.21	4.82	10.25

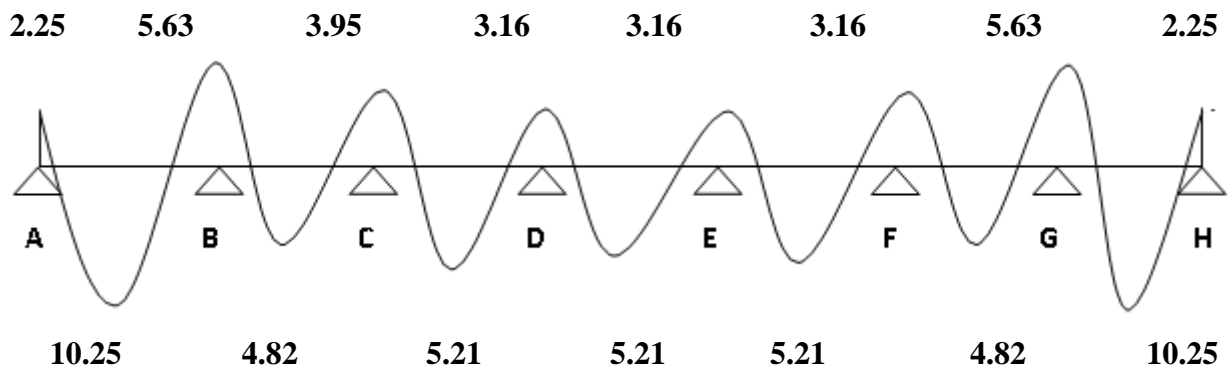


Fig III.2- Diagramme des moments étage courant à ELU

❖ **Effort tranchant :**

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad / \quad a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times L$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \quad / \quad b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times L$$

• **Travée 1-2:**

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.63+10.25}{2.25+10.25}}} \times 3.70 = 1.74 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{2.25+10.25}{1.74} = -14.37$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.25+10.25}{5.63+10.25}}} \times 3.70 = 1.96 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{5.63+10.25}{1.96} = 16.20$$

• **Travée 2-3:**

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.16+4.82}{3.95+4.82}}} \times 3.10 = 1.59 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{3.95+4.82}{1.59} = -11.03$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.95+4.82}{3.16+4.82}}} \times 3.10 = 1.51 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{3.16+4.82}{1.51} = 10.57$$

• **Travée 3-4; 4-5; 5-6:**

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.16+5.21}{3.16+5.21}}} \times 3.10 = 1.55 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{3.16+5.21}{1.55} = -10.80$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.16+5.21}{3.16+5.21}}} \times 3.10 = 1.55 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{3.16+4.82}{1.51} = 10.80$$

• **Travée 6-7:**

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.95+4.82}{3.16+4.82}}} \times 3.10 = 1.51 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{3.16+4.82}{1.51} = -10.57$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.16+4.82}{3.95+4.82}}} \times 3.10 = 1.59 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{3.95+4.82}{1.59} = 11.03$$

• **Travée 7-8:**

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.25+10.25}{5.63+10.25}}} \times 3.70 = 1.96 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{5.63+10.25}{1.96} = -16.20$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.63+10.25}{2.25+10.25}}} \times 3.70 = 1.74 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{2.25+10.25}{1.74} = 14.37$$

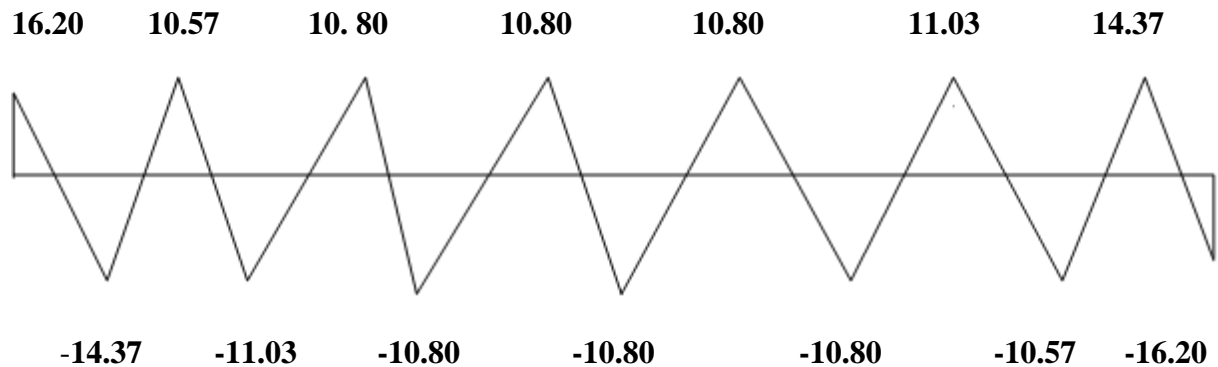


Fig III.3- Diagramme des efforts tranchant étage courant à L'ELU

III.2.2.2.2. Calcul à L'ELS :

- **Moment isostatique :**

$$M_{1-2} = M_{7-8} = \frac{4.76+3.70^2}{8} = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{3-4} = M_{5-6} = M_{6-7} = \frac{4.76+3.10^2}{8} = 5.72 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 4: Moment isostatique ELS

Travée	1-2	2-3	3-4 ;4-5 ;5-6	6-7	7-8
Moment isostatique (kN.m)	8.15	5.72	5.72	5.72	8.15

- **Moment aux appuis:**

Travée de rive :

$$M_{w1} = M_{e8} = 0.2M_0 = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = M_{w7} = 0.5M_0 = 4.08 \text{ KN.m}$$

Travée nue de rive:

$$M_{w2} = M_{e7} = 0.5M_0 = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{e3} = M_{w5} = 0.4M_0 = 2.29 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire:

$$M_{w3,4,5,6} = M_{e3,4,5,6} = 0.4M_0 = 2.29 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 5: Moment sur appuis à ELS

Travée (m)	L=3.7	L=3.7	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.7	L=3.7
Moments Aux appuis	$M_{w1}=1.63$	$M_{e2}=4.08$	$M_{w2}=2.86$	$M_{e3}=2.29$	$M_{w3,4,5,6}=2.29$	$M_{e3,4,5,6}=2.29$	$M_{w6}=2.29$	$M_{e7}=2.86$	$M_{w7}=4.08$	$M_{e8}=1.63$	

Moment en travée :

Les valeur prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \right\} \Rightarrow \text{Travée de Rive}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0 \right\} \Rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

Pour travée 1-2 : « travée de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 8.15) ; (1.26 \times 8.15) \} - \left(\frac{1.63 + 4.08}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{ 8.56 ; 10.27 \} - 2.86$$

$$M_t \geq 10.27 - 2.86 = 7.41$$

$$\text{Soit : } M_{t_{1-2}} = 7.41 \text{ KN.m}$$

Pour travée 2-3 : « travée nue de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 5.72) ; (1.06 \times 5.72) \} - \left(\frac{2.86 + 2.29}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{ 6.01 ; 6.06 \} - 2.58$$

$$M_t \geq 6.06 - 2.58 = 3.48$$

$$\text{Soit : } M_{t_{2-3}} = 3.48 \text{ KN.m}$$

Pour travée 3-4 ; 4-5, 5-6 : « travée intermédiaire »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 5.72) ; (1.06 \times 5.72) \} - \left(\frac{2.29 + 2.29}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{ 6.06 ; 6.01 \} - 2.29$$

$$M_t \geq 6.06 - 2.29 = 3.77$$

$$\text{Soit : } M_{t_{3-4;4-5;5-6}} = 3.77 \text{ KN.m}$$

Pour travée 6-7 : « travée nu de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 5.72) ; (1.06 \times 5.72) \} - \left(\frac{2.29 + 2.86}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{ 6.01 ; 6.06 \} - 2.58$$

$$M_t \geq 6.06 - 2.58 = 3.48$$

$$\text{Soit : } M_{t_{6-7}} = 3.48 \text{ KN.m}$$

Pour travée 7-8 : « travée de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 8.15) ; (1.26 \times 5.72) \} - \left(\frac{4.08 + 1.63}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{ 8.56 ; 10.27 \} - 2.86$$

$$M_t \geq 10.27 - 2.86 = 7.41$$

Soit : $M_{t\ 7-8} = 7.41\ KN.m$

Tableau III. 6: Moment en travée à ELS

Travée	1-2	2-3	3-4 ;4-5 ;5-6	6-7	7-8
$M_t\ (kN.m)$	7.41	3.48	3.77	3.48	7.41

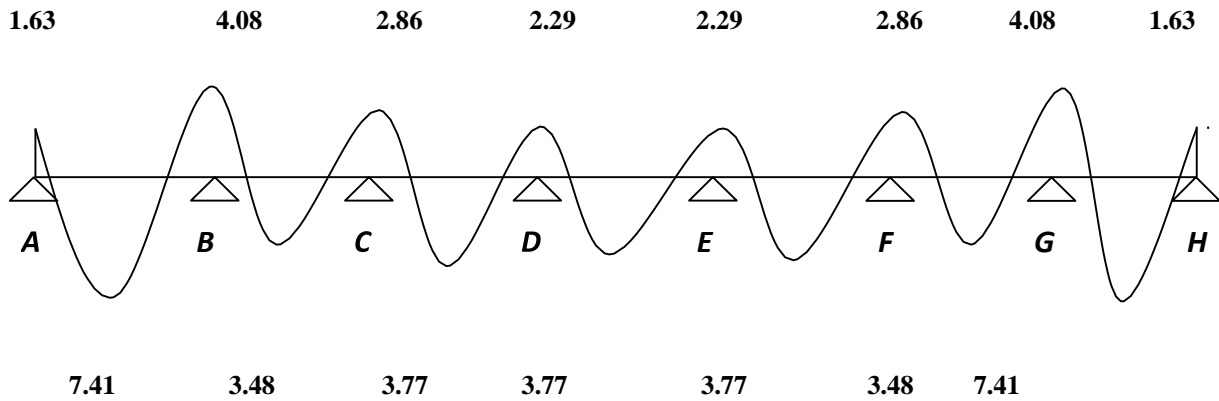


Fig III.4- Diagramme des Moment étage courant à L'ELS

III.2.2.3 Calcul du ferrailage :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

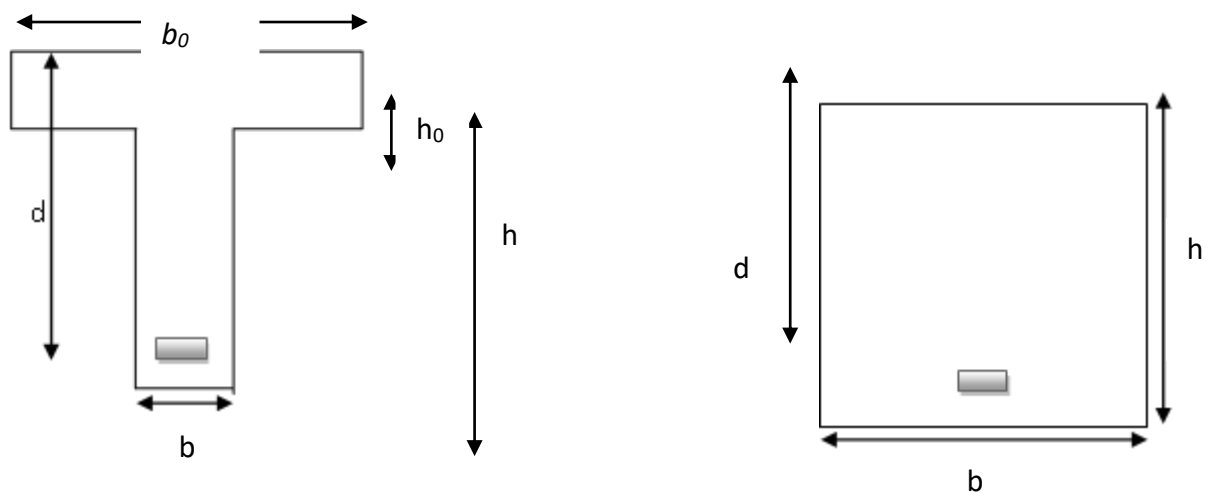


Fig III.5- coupe de section rectangulaire et section en T

III.2.2.3.1 Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage sera calculé à l'ELU avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures en travée :

$$M_{t \max} = 10.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M table : le moment équilibre par la table de compression

Si : **M table** < **M t max** : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si : **M table** > **M t max** : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire (**b×h**).

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.4}{2}\right) \times 10^3$$

$$M_{table} = 59.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donc $M_{table} = 59.07 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_t = 10.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (**b×h**) = (65×20) cm²

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.25 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.186$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A) ⇒ **Pivot A**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0.034))})$$

$$\alpha = 0.0432$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.0432)$$

$$Z = 17.69 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \approx 348$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_{a \max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{10.25 \times 10^3}{17.69 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2HA12= 2.26cm²

Armatures sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.63 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.2} = 0.144 < 0.186$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A) ⇒ **Pivot A**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - (1 - \sqrt{(2 \times 0.144)}))$$

$$\alpha = 0.194$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.194)$$

$$Z = 16.60 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{a \max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.63 \times 10^3}{16.60 \times 348} = 0.975 \text{ cm}^2$$

On adopte: 1HA12= 1.13cm²

Condition de non fragilité:

En Travée:

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{s \min} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Sur appuis:

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Condition de l'effort tranchant:

$$v_u \leq \bar{v}_u$$

Appui de rive :

$$v_u = 16.20 \text{ KN}$$

$$\bar{v}_u = 0.267 \times b_0 \times 0.9d \times f_{c28} = 129.762 \text{ KN}$$

$$v_u = 16.20 \text{ KN} < \bar{v}_u = 129.762 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Appui intermédiaire :

$$v_u = 14.37 \text{ KN} < \bar{v}_u = 129.762 \text{ KN}$$

Condition au cisaillement :

$$v_u^{max} = 16.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.20 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.90 \text{ MPA}$$

Les fissurations est peu préjudiciable on utilise la relation suivante :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{3.33; 5\}$$

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

$$\tau_u = 0.90 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

Diamètre des armatures d'âme : [BAEL91. Art.7.2.2]

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; 12; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{200}{35}; 12; \frac{100}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \min \{5.71; 12; 10\}$$

$$\phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cadres : [BAEL91. Art.5.2.5]

Zone courant :

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16.2; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Zone nodale:

$$S_t = \frac{S_{t \text{ nodale}}}{2} = \frac{15}{2}$$

$$S_t = 7.5\text{cm}$$

Condition de la flèche: [BAEL91. Art.B.6.8.424]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.044 \quad \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq M_t / (15 \times M_0) \quad \rightarrow 0.054 \geq \frac{10.25}{15 \times 11.26} = 0.061 \quad \dots\dots\dots CNV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \rightarrow \frac{2.26}{65.18} = 0.0019 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \dots\dots\dots CV$$

Calcul de la flèche : [CBA93. Annexe B]

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 110003 \sqrt{f_{c28}} = 110003 \sqrt{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 37003 \sqrt{f_{c28}} = 37003 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} = \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - Y_G)^3}{3} + 15A_s (d - Y_G)^2$$

$$Y_G = \frac{(b-h_0)\left(\frac{h_0}{2}+h-h_0\right)+\left[(h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right]+\eta \times A_s \times c}{(b_0 \times h_0)+(h-h_0)b_0+\eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4)(2+20-4)+[(20-4) \times 10 \times \frac{20-4}{2}]+15.2 \times 2.26 \times 2}{(65 \times 4)+(40-4) \times 10+15.2 \times 2.26}$$

$$Y_G = 13.27$$

$$I_0 = 36934.76 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures:

$$\rho = \frac{A_s}{(b_0 \times d)} = \frac{2.26}{(10 \times 18)} = 0.0125$$

$$\rho = 0.0125$$

Calcule les contraintes suivant les sollicitations:

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = \frac{7.41 \times 10^3}{2.26 \times 18}$$

$$\sigma_{sg} = 182.15 \text{ MPA}$$

Calcule de μ_g :

$$\mu_g = \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = I - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 182.15 + 2.1} \right]$$

$$\mu_g = 0.67$$

Calcule le moment d'inertie fictif :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2+3\frac{10}{65}\right) \times 0.0125}$$

$$\lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{(0.02 \times f_{t28})}{((2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho)} = \frac{(0.02 \times 2.1)}{((2 + \frac{310}{65})} \times 0.0125)$$

$$\lambda_v = 1.35$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1.1 \times 36934.76}{1 + 3.39 \times 0.67}$$

$$I_{fi} = 12419.60 \text{ cm}^4$$

$$I_{vi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 36934.76}{1 + 1.35 \times 0.67}$$

$$I_{vi} = 21332.76 \text{ cm}^4$$

Calcul de fleche:

$$F_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{7.41 \times 10^3 \times 370^2}{10 \times 32164.19 \times 12419.60} = 0.25 \text{ cm}$$

$$F_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.41 \times 10^3 \times 370^2}{10 \times 10818.87 \times 21332.76} = 0.30 \text{ cm}$$

La fleche totale:

$$F_t = (F_{gv} + F_{gi}) = 0.30 + 0.25$$

$$F_t = 0.55 \text{ cm}$$

La fleche admissible:

Pour : $L = 370 \text{ cm} < 500 \text{ cm}$

$$\Delta F_{max} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Donc : $F_t = 0.55 \text{ cm} < \Delta F_{max} = 0.74 \dots\dots\dots \text{CV}$

Ferrailage de la dalle de compression : Selon BAEL91(B.6.8.423)

L'hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

20 cm (5p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures

Treillis soudé FeE400fe = 400 MPa

L'écartement L entre axes des nervures égales à 65 cm donc :

$$A_1 = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Donc ont choisi un treillis soudé **Ts $\phi 6$ (20×20) cm²** avec un espacement **20 cm**.

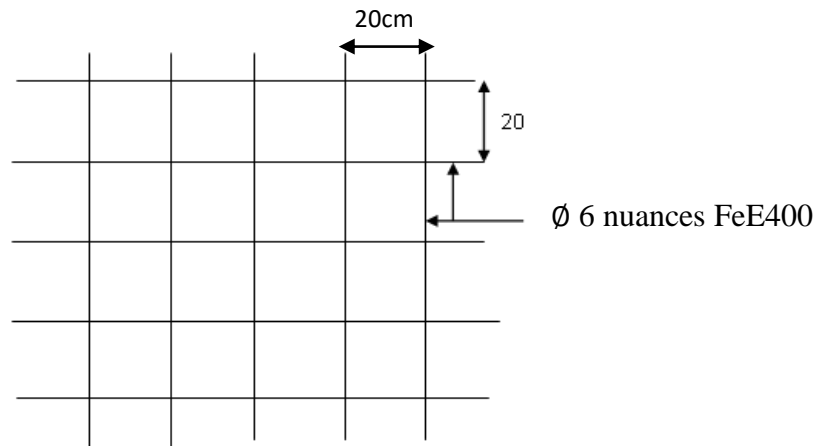


Fig III.6- Schéma du treillis soudé

Vérification à L'ELS : [BAEL91 chapitre D Art IV.2]

On a :

Fissuration peu préjudiciable.

Section rectangulaire.

Flexion simple.

Acier FeE400.

Si ces conditions sont vérifiées, la vérification à l'ELU est inutile

III.2. Etude des plancher terrasse inaccessible :

Combinaison des charges :

A L'ELU :

$$q_u' = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 1$$

$$q_u' = 9.52 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS :

$$q_s' = G+Q = 5.94 + 1$$

$$q_s' = 6.94 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la poutre (P) :

A L'ELU :

$$q_u = q_u' \times 0.65 = 9.52 \times 0.65$$

$$q_u = 6.19 \text{ KN / ml}$$

A L'ELS :

$$q_s = q_s' \times 0.65 = 6.94 \times 0.65$$

$$q_s = 4.51 \text{ KN / ml}$$

Application de la méthode :

Calcule le rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.83} = 0.14$$

Tableau III. 7: Rapport des charges

<i>A</i>	<i>1+0.3α</i>	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
<i>0.14</i>	<i>1.04</i>	<i>0.52</i>	<i>0.6</i>

III.2.3.1. Détermination des sollicitations :

III.2.3.1.1.calcul à L'ELU :

Moment isostatique :

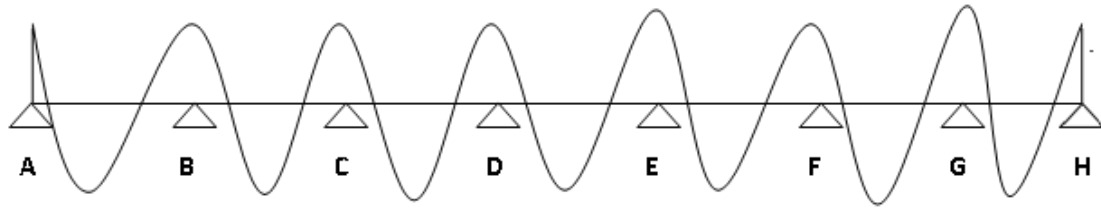
$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{1-2} = M_{7-8} = \frac{6.19 \times 3.70^2}{8} = 11.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{3-4} = M_{4-5} = M_{5-6} = M_{6-7} = \frac{6.19 \times 3.10^2}{8} = 7.44 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

0.2M₀ 0.5M₀ 0.4M₀ 0.4M₀ 0.4M₀ 0.4M₀ 0.5M₀, 0.2M₀



Travée de rive :

$$M_{w1} = M_{e8} = 0.2M_0 = 0.2 \times 11.00 = 2.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{e2} = M_{w7} = 0.5M_0 = 0.5 \times 11.00 = 5.50 \text{ kN.m}$$

Travée nue de rive :

$$M_{w2} = M_{e7} = 0.5 \times 7.44 = 3.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{e3} = M_{w5} = 0.4 \times 7.44 = 2.98 \text{ kN.m}$$

Travée intermédiaire :

$$M_{w3-4-5-6} = M_{e3-4-5-6} = 0.4 \times M_0 = 2.98 \text{ kN.m}$$

Tableau III. 8: Moment sur appuis à ELU

Travée(m)	L=3.7	L=3.7	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.7	L=3.7
Moments Aux appuis	M _{w1} = 2.2	M _{e2} = 5.5	M _{w2} =3.72	M _{e3} =2.98	M _{w3,4,5,6} =2.98	M _{e3,4,5,6} = 2.98	M _{w6} = 2.98	M _{e7} = 3.72	M _{w7} =5.5	M _{e8} =2.2	

Moment rn travée :

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

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

$$M_t \geq \max\left\{\frac{1.2+3\alpha}{2} \times M_0\right\} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$M_t \geq \max\left\{\frac{1+3\alpha}{2} \times M_0\right\} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

Pour travée 1-2 : (Travée de rive)

$$M_t \geq \max \{(1.05 \times 11.00) ; (1.26 \times 11.00)\} - \left(\frac{2.2+5.5}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{11.55 ; 13.86\} - 3.85$$

$$M_t \geq 13.86 - 3.85 = 10.01$$

$$\text{Soit : } M_{t_{1-2}} = 10.01 \text{ kN.m}$$

Pour travée 2-3 : (Travée nu de rive)

$$M_t \geq \max \{(1.05 \times 7.44) ; (1.06 \times 7.44)\} - \frac{3.72+2.98}{2}$$

$$M_t \geq \max \{7.81 ; 7.89\} - 3.35$$

$$M_t \geq 7.89 - 3.35 = 4.54$$

$$\text{Soit : } M_{t_{2-3}} = 4.54 \text{ kN.m}$$

Pour travée 3-4 ; 4-5 ; 5-6 : (Travée intermédiaire)

$$M_t \geq \max \{(1.05 \times 7.44) ; (1.06 \times 7.44)\} - \frac{2.98+2.98}{2}$$

$$M_t \geq \max \{7.81 ; 7.89\} - 2.98$$

$$M_t \geq 7.89 - 2.98 = 4.91$$

$$\text{Soit : } M_{3-4-5-6} = 4.91 \text{ kN.m}$$

Pour travée 6-7 : (Travée nu de rive)

$$M_t \geq \max \{(1.05 \times 7.44) ; (1.06 \times 7.44)\} - \frac{2.98+3.72}{2}$$

$$M_t \geq \max \{7.81 ; 8.89\} - 3.35$$

$$M_t \geq 7.89 - 3.35 = 4.54$$

$$\text{Soit : } M_{t_{6-7}} = 4.54 \text{ kN.m}$$

Pour travée 7-8 : (Travée de rive)

$$M_t \geq \max \{(1.05 \times 11.00) ; (1.26 \times 11.00)\} - \frac{5.5+2.2}{2}$$

$$M_t \geq \max \{11.55 ; 13.86\} - 3.85$$

$$M_t \geq 13.86 - 3.85 = 10.01$$

Soit : $M_{t\ 7-8} = 10.01$ kN .m

Tableau III. 9: Moment en travée en ELU

Travée	1-2	2-3	3-4 ;4-5 ;5-6	6-7	7-8
M_t (kN .m)	10.01	4.54	4.91	4.54	10.01

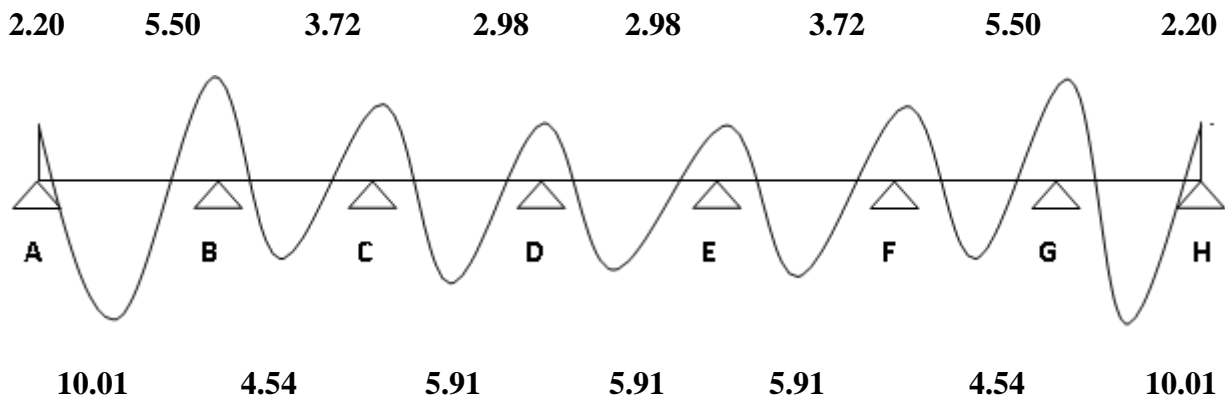


Fig III.7- Diagramme des moment à ELLU

Effort tranchant :

$$v_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad / \quad a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \right) \times L$$

$$v_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \quad / \quad b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \right) \times L$$

Travée 1-2:

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.50 + 10.01}{2.20 + 10.01}}} \times 3.70 = 1.74 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{2.20 + 10.01}{1.74} = -14.03$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.20 + 10.01}{5.50 + 10.01}}} \times 3.70 = 1.96 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{5.50 + 10.01}{1.96} = 15.83$$

Travée 2-3:

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.98 + 4.54}{3.72 + 4.54}}} \times 3.10 = 1.59 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{3.72 + 4.54}{1.59} = -10.39$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.72 + 4.54}{2.98 + 4.54}}} \times 3.10 = 1.51 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{3.16 + 4.82}{1.51} = 9.96$$

Travée3-4;4-5;5-6:

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.98+4.91}{2.98+4.91}}} \times 3.10 = 1.55 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{2.98+4.91}{1.55} = -10.18$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.98+4.91}{2.98+4.91}}} \times 3.10 = 1.55 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{2.98+4.91}{1.51} = 10.18$$

Travée6-7:

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.72+4.54}{2.98+4.54}}} \times 3.10 = 1.51 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{2.98+4.54}{1.51} = -9.96$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.98+4.54}{3.72+4.54}}} \times 3.10 = 1.59 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{3.72+4.54}{1.59} = 10.39$$

Travée7-8:

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.20+10.01}{5.50+10.01}}} \times 3.70 = 1.96 \quad ; \quad v_w = -2 \times \frac{5.50+10.01}{1.96} = -15.83$$

$$b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.50+10.01}{2.20+10.01}}} \times 3.70 = 1.74 \quad ; \quad v_e = 2 \times \frac{2.20+10.01}{1.74} = 14.03$$

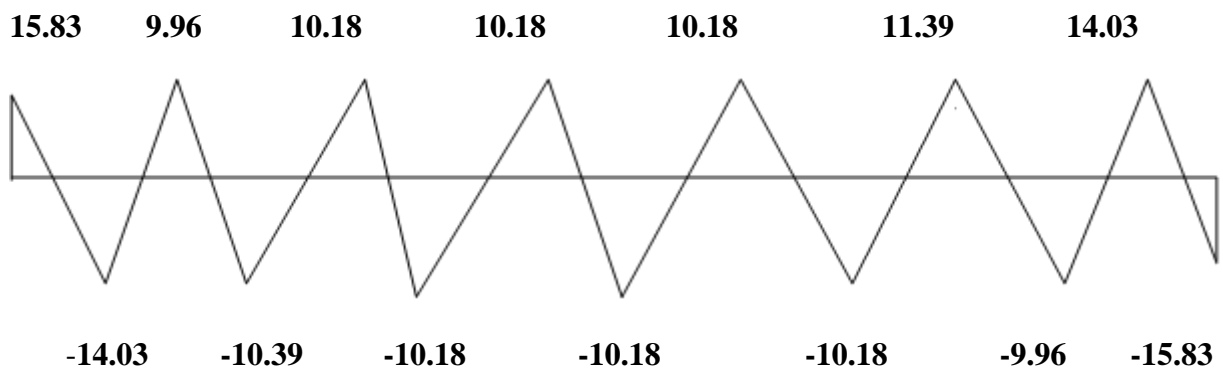


Fig III.8- Diagramme des efforts tranchant à ELU

III.2.3.1.2. Calcul à L'ELS :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8}$$

$$M_{1-2} = M_{7-8} = \frac{4.51 + 3.70^2}{8} = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{3-4} = M_{5-6} = M_{6-7} = \frac{4.51+3.10^2}{8} = 5.422 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 10: Moment isostatique ELS

Travée	1-2	2-3	3-4 ;4-5 ;5-6	6-7	7-8
Moment isostatique (kN.m)	7.72	5.42	5.42	5.42	7.72

Moment aux appuis:

Travée de rive :

$$M_{w1} = M_{e8} = 0.2M_0 = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = M_{w7} = 0.5M_0 = 3.86 \text{ KN.m}$$

Travée nue de rive:

$$M_{w2} = M_{e7} = 0.5M_0 = 2.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{e3} = M_{w5} = 0.4M_0 = 2.17 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire:

$$M_{w3,4,5,6} = M_{e3,4,5,6} = 0.4M_0 = 2.17 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 11: Moment sur appuis à ELS

Travée(m)	L=3.7	L=3.7	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.1	L=3.7	L=3.7
Moments Aux appuis	$M_{w1}=1.54$	$M_{e2}=3.86$	$M_{w2}=2.71$	$M_{e3}=2.17$	$M_{w3,4,5,6}=2.17$	$M_{e3,4,5,6}=2.17$	$M_{w6}=2.17$	$M_{e7}=2.71$	$M_{w7}=3.86$	$M_{e8}=1.54$

Moment en travée :

Les valeur prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \right\} \Rightarrow \text{Travée de Rive}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0 \right\} \Rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

Pour travée 1-2 : « travée de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 7.72) ; (1.26 \times 7.72) \} - \left(\frac{1.54 + 3.86}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{8.11; 9.73\} - 2.70$$

$$M_t \geq 9.73 - 2.70 = 7.03$$

$$\text{Soit : } M_{t_{1-2}} = 7.03 \text{ KN.m}$$

Pour travée 2-3 : « travée nue de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 5.42); (1.06 \times 5.42) \} - \left(\frac{2.71 + 2.17}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{5.59; 5.75\} - 2.44$$

$$M_t \geq 5.75 - 2.44 = 3.31$$

$$\text{Soit : } M_{t_{2-3}} = 3.31 \text{ KN.m}$$

Pour travée 3-4 ;4-5,5-6 : « travée intermédiaire »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 5.42); (1.06 \times 5.42) \} - \left(\frac{2.17 + 2.71}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{5.59; 5.75\} - 2.29$$

$$M_t \geq 5.75 - 2.29 = 3.58$$

$$\text{Soit : } M_{t_{3-4;4-5;5-6}} = 3.58 \text{ KN.m}$$

Pour travée 6-7 : « travée nu de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 5.42); (1.06 \times 5.42) \} - \left(\frac{2.71 + 2.17}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{5.59; 5.75\} - 2.44$$

$$M_t \geq 5.75 - 2.44 = 3.31$$

$$\text{Soit : } M_{t_{6-7}} = 3.31 \text{ KN.m}$$

Pour travée 7-8 : « travée de rive »

$$M_t \geq \max \{ (1.05 \times 7.72); (1.26 \times 7.72) \} - \left(\frac{1.54 + 3.86}{2} \right)$$

$$M_t \geq \max \{8.11; 9.73\} - 2.70$$

$$M_t \geq 9.73 - 2.70 = 7.03$$

$$\text{Soit : } M_{t_{7-8}} = 7.03 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 12: Moment en travée ELS

Travée	1-2	2-3	3-4 ;4-5 ;5-6	6-7	7-8
Mt (kN.m)	7.03	3.31	3.58	3.31	7.03

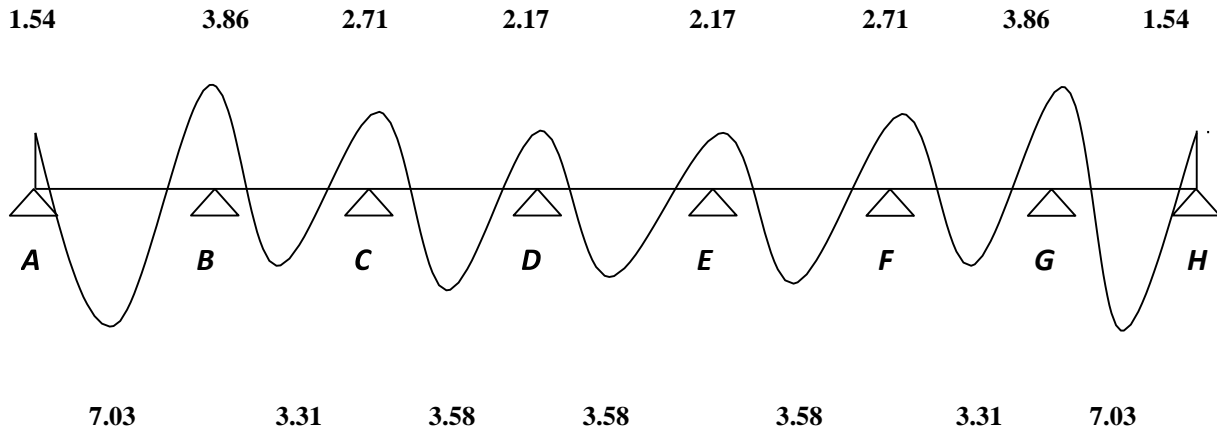


Fig III.8- Diagramme des Moment à ELS

III.2.3.2 Calcul du ferrailage :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction

III.2.3.2.1 Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage sera calculé à L'ELU avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures en travée :

$$M_{t \max} = 10.01 \text{ kN.m}$$

M table : le moment équilibre par la table de compression

Si : **M table** < **M t max** : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té"

Si : **M table** > **M t max** : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire (**b**×**h**).

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.4}{2}\right) \times 10^3$$

$$M_{table} = 59.07 \text{ kN.m}$$

Donc: $M_{table} = 59.07 \text{ kN.m} > M_t = 10.01 \text{ kN.m}$

L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (**b**×**h**) = (65×20) cm²

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.01 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0335 < 0.186$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A) \Rightarrow **Pivot A**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0.0335))})$$

$$\alpha = 0.043$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.043)$$

$$Z = 17.69 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \approx 348$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{10.01 \times 10^3}{17.69 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2HA12= 2.26cm²

Armatures sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.50 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.2} = 0.119 < 0.186$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A) \Rightarrow **Pivot A**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0.119))})$$

$$\alpha = 0.159$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.159)$$

$$Z = 16.86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{amax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{5.50 \times 10^3}{16.86 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

On adopte: 1HA12= 1.13cm²

Condition de non fragilité:

En Travée:

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{smin} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$A_{smin} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Sur appuis:

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Condition de l'effort tranchant:

$$v_u \leq \bar{v}_u$$

Appui de rive :

$$v_u = 15.83 \text{ KN}$$

$$\bar{v}_u = 0.267 \times b_0 \times 0.9d \times f_{c28} = 129.762 \text{ KN}$$

$$v_u = 15.83 \text{ KN} < \bar{v}_u = 129.762 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Appui intermédiaire :

$$v_u = 14.03 \text{ KN} < \bar{v}_u = 129.762 \text{ KN}$$

Condition au cisaillement :

$$V_u^{max} = 15.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.83 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.879 \text{ MPA}$$

Les fissurations est peu préjudiciable on utilise la relation suivante :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{(0.2 \times 25)}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{3.33 ; 5\}$$

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

$$\tau_u = 0.879 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Armatures transversales :

Diamètre des armatures d'âme : [BAEL91. Art.7.2.2]

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35} ; 12 ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{200}{35} ; 12 ; \frac{100}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \min \{ 5.71 ; 12 ; 10 \}$$

$$\phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cadres : [BAEL91. Art.5.2.5]

Zone courant :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40\text{cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 ; 40\text{cm} \}$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Zone nodale:

$$S_t = \frac{S_{t \text{ nodale}}}{2} = \frac{15}{2}$$

$$S_t = 7.5\text{cm}$$

Condition de la flèche: [BAEL91. Art.B.6.8.424]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > 0.044 \quad \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \rightarrow 0.054 \geq \frac{10.25}{15 \times 11.26} = 0.061 \dots\dots\dots CNV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \rightarrow \frac{2.26}{65.18} = 0.0019 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots CV$$

Calcul de la flèche : [CBA93. Annexe B]

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 110003 \sqrt{f_{c28}} = 110003 \sqrt{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 37003 \sqrt{f_{c28}} = 37003 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} = \frac{(b - b_0)(Y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - Y_G)^3}{3} + 15A_s (d - Y_G)^2$$

$$Y_G = \frac{(b-h_0)\left(\frac{h_0}{2}+h-h_0\right)+\left[(h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right]+\eta\times A_s\times c}{(b_0\times h_0)+(h-h_0)b_0+\eta\times A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65\times 4)\left(2+20-4\right)+\left[(20-4)\times 10\times\frac{20-4}{2}\right]+15.2\times 2.26\times 2}{(65\times 4)+(40-4)\times 10+15.2\times 2.26}$$

$$Y_G = 13.27$$

$$I_0 = 36934.76 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures:

$$\rho = \frac{A_s}{(b_0 \times d)} = \frac{2.26}{(10 \times 18)} = 0.0125$$

$$\rho = 0.0125$$

Calcule les contraintes suivant les sollicitations:

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} = \frac{7.41 \times 10^3}{2.26 \times 18}$$

$$\sigma_{sg} = 182.15 \text{ MPA}$$

Calcule de μ_g :

$$\mu_g = \left[1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 182.15 + 2.1} \right]$$

$$\mu_g = 0.67$$

Calcule le moment d'inertie fictif :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) \times 0.0125}$$

$$\lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) \times 0.0125}$$

$$\lambda_v = 1.35$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1.1 \times 36934.76}{1 + 3.39 \times 0.67}$$

$$I_{fi} = 12549.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{vi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 36934.76}{1 + 1.35 \times 0.67}$$

$$I_{vi} = 21485.05 \text{ cm}^4$$

Calcul de fleche:

$$F_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{7.03 \times 10^3 \times 370^2}{10 \times 32164.19 \times 12549.65} = 0.24 \text{ cm}$$

$$F_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.41 \times 10^3 \times 370^2}{10 \times 10818.87 \times 21485.05} = 0.41 \text{ cm}$$

La fleche totale:

$$F_t = (F_{gv} + F_{gi}) = 0.41 + 0.24$$

$$F_t = 0.65 \text{ cm}$$

La fleche admissible:

Pour : $L = 370 \text{ cm} < 500 \text{ cm}$

$$\Delta F_{max} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Donc : $F_t = 0.65 \text{ cm} < \Delta F_{max} = 0.74 \dots\dots\dots \text{CV}$

Ferrailage de la dalle de compression : Selon BAEL91(B.6.8.423)

L'hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont éfinies comme suit :

- 20 cm (5p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures
- Treillis soudé FeE400fe = 400 MPa
- L'écartement L entre axes des nervures égales à 65 cm donc :

$$A_1 = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ Donc ont choisi un treillis soudé **Ts $\emptyset 6$ (20×20) cm²** avec un espacement **20 cm**.

Vérification à L'ELS : [BAEL9 chapitre D.Art IV.2]

On a :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Section rectangulaire.
- Flexion simple.

– Acier FeE400.

Si ces conditions sont vérifiées, la vérification à l'ELU est inutile

III.2.3.3. Schéma de ferrailage du plancher :

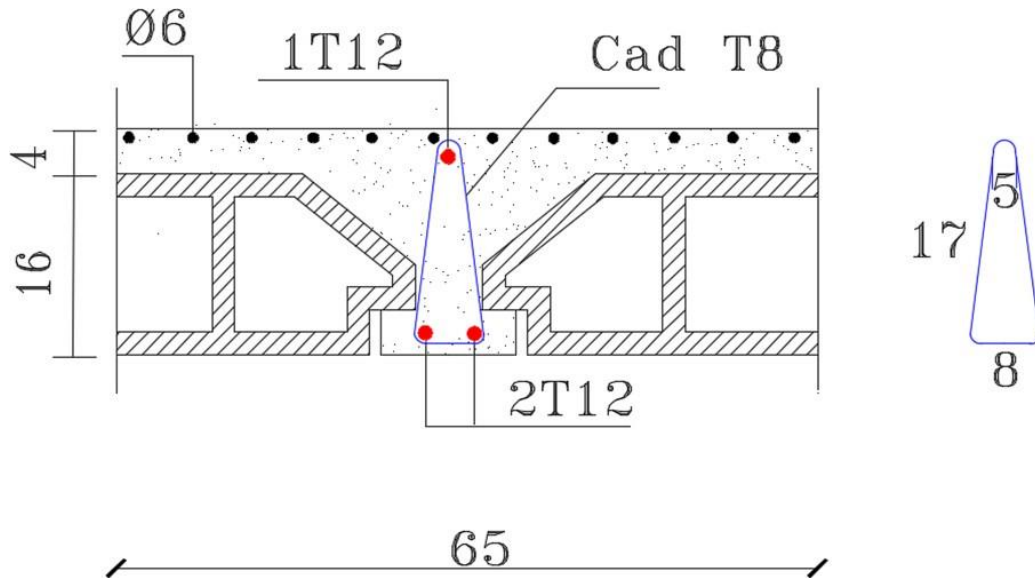


Fig III.9- Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

III.3. Etude de Balcon :

III.3.1. Définition :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrailée en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), et une charge d'exploitation Q.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

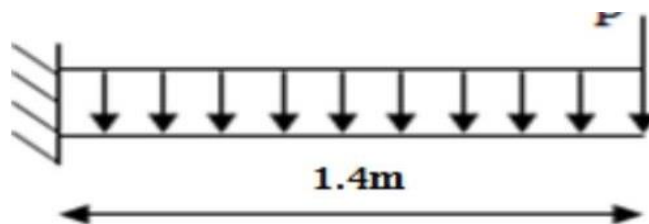


Fig III.10- Schéma statique du balcon

III.3.2. Evaluation des charges sur le balcon :

Tableau III. 13: Evaluation des charges pour le balcon

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (kN/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>20</i>	<i>0.4</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>20</i>	<i>0.4</i>
<i>Enduit en ciment</i>	<i>0.02</i>	<i>18</i>	<i>0.36</i>
<i>Dalle plein BA</i>	<i>0.015</i>	<i>25</i>	<i>3.75</i>
<i>Charges permanente (G)</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>4.91</i>
<i>Charges d'exploitation (Q)</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>3.5</i>

Charge permanente : $G = 4.91 \times 1\text{m} = 4.91 \text{ kN/m.l}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 1\text{m} = 3.5 \text{ kN/m.l}$

Poids du mur extérieur : $P = (0.9 + 2 \times 0.36) \times 1\text{m} = 1.62 \text{ kN/m.l}$

III.3.3. Combinaison des charges balcon étage courant :

AL'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 3.5$$

$$q_u = 11.88 \text{ KN/m.l}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.62$$

$$P_u = 2.19 \text{ KN/m.l}$$

AL'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.91 + 3.5$$

$$q_s = 7.69 \text{ KN/m.l}$$

$$P_s = P \times 1 = 1.62 \times 1$$

$$P_s = 1.62 \text{ KN/m.l}$$

Moment fléchissant :**AL'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L = \frac{11.88 \times 1.4^2}{2} + 2.19 \times 1.4$$

$$M_u = 14.71 \text{ KN.m}$$

AL'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L = \frac{7.69 \times 1.4^2}{2} + 1.62 \times 1.4$$

$$M_s = 9.80 \text{ KN.m}$$

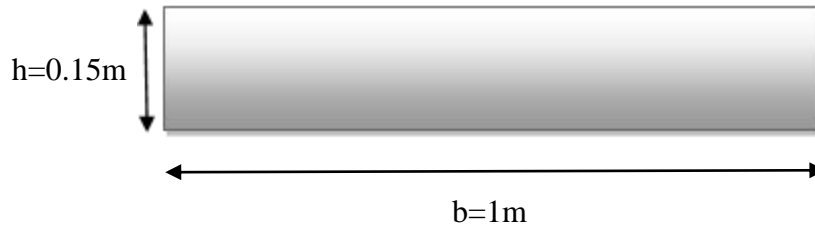
Effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot L + P_u = 11.88 \times 1.4 + 2.19$$

$$V_u = 18.82 \text{ KN}$$

III.3.4. Ferrailage de balcon :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

**AL'ELU :****Armature longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_{limite} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.057 < 0.186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.07$$

$$B = 1 - 0.4\alpha = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.71 \times 10^3}{0.972 \times 13.5 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$4HA12=4.52 \text{ cm}^2$

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

Armature de repartition:

D'après l'article de B.A.8.2.42 du **BAEL 91**

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

On adopte :

$$3HA10=2.36\text{cm}$$

Avec un espacement des armatures : **BAEL 91**

$$S_t = \min \{ 3h_t ; 33\text{cm} \} = \min \{ 3 \times 15\text{cm} ; 33\text{cm} \} = 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 33\text{cm}$

Vérification de la condition de non fragilité : (Art4.2.1/BAEL 91)

$$A_{S \min} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13.5 \times 2,1}{400} = 1.63\text{cm}^2$$

$$A_s = 4.52\text{cm}^2 > A_{S \min} = 1.63\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Vérification au cisaillement : BAEL91.A.5.1.21

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1.5} \right) ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{18.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.14 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc ; il n'Ya pas de prévoir des armatures transversales.

AL'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **CBA 93** et **BAEL 91 modifiée 2003**, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Position de l'axe neutre :

$$By^2 + 30(A_s + A_s') y - 30d(A_s + A_s') = 0$$

$$A_s' = 0$$

$$By^2 + 30A_s y - 30d A_s = 0$$

$$100y^2 + 30 \times 4.52 \times y - 30 \times 13.5 \times 4.52 = 0$$

$$100y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (135.6)^2 - 4 \times 100 \times 1830.3 = -713852.64$$

$$\sqrt{\Delta} = 844.898$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-135.6 - 844.898}{2 \times 100} = -4.90$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-135.6 + 844.898}{2 \times 100} = 3.55$$

Donc ; $y_{ser} = 3.55 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (3.55)^3 + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.55)^2$$

$$I = 8203.67 \text{ cm}^4$$

Determination du coefficient angulaire :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9.80 \times 10^2}{8203.67}$$

$$K = 0.12$$

Vérification des contraintes :

Contrainte maximale de compression de béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.12 \times 35.5 = 4.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 161.49 \times (0.11 - 0.032)$$

$$\sigma_s = 188.94 MPa$$

$$\sigma_s = 188.94 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la flèche :BAEL 91.(Art B.7.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.11 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{20M_0} \rightarrow \frac{15}{140} \geq \frac{0.75}{10} \rightarrow 0.11 \geq 0.075 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_s} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 11} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.00335 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

Les trois condition de la flèche sont vérifiées donc , le calcul de la flèche ne plus utile.

III.3.5 Schéma de ferrailage de balcon :

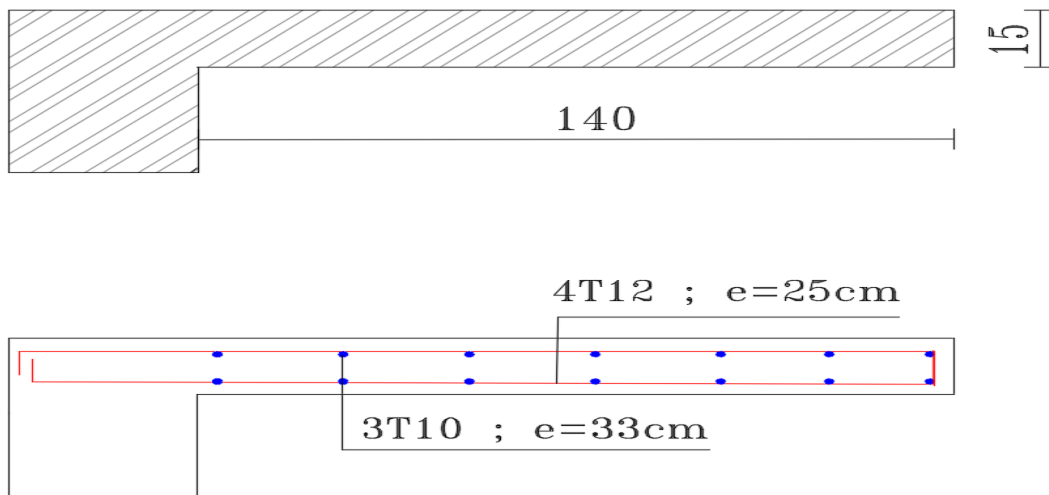


Fig III.11- Schéma de ferrailage du balcon

III.4. Etude de l'acrotère :

III.4.1. Introduction :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il est considéré comme une console verticale encastree à sa base au niveau du plancher terrasse à une hauteur total h = 60 cm et une épaisseur e =10 cm.

L'acrotère sera étudié en **flexion composée**, et puisqu'elle est exposée aux intempéries,

Donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS.

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades



Fig III.12- Schéma statique de l'acrotère

La surface de l'acrotère :

$$S=0.0675 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère :

$$P_1 = \gamma \times S = 25 \times 0.0675$$

$$P_1 = 1.69 \text{ KN/ml}$$

Revêtement de ciment (e= 2cm)

$$P_2 = \gamma \times S \times e = 25 \times 0.02 \times 0.0675$$

$$P_2 = 0.0338 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Total}} = P_1 + P_2 = 1.69 + 0.0338$$

$$G_{\text{Total}} = 1.7238 \text{ KN/ml}$$

Charge permanente G = 1.7238 KN/ml

Charge d'exploitation Q = 1 KN/ml

III.4.2. Vérification de l'acrotère au séisme :

Selon le **RPA99/V2003** « art 6.2.3 »

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids des éléments considéré.

Selon le **RPA99/V2003** « Tab 4.1 », willaya de skikda **zone IIa** sismicité groupe d'usage **2** :

$$A = 0.15$$

Selon le **RPA99/V2003** « Tab 6.1 », élément en console.

$$C_p = 0.8$$

Poids de l'acrotère :

$$W_p = 1.7238 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 C_p W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7238$$

$$F_p = 0.83 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.83 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc l'acrotère est stable vis-à-vis l'action sismique.

III.4.3. Calculer des moments fléchissant :

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par le centre de gravité de celle-ci :

Le moment dû à la charge permanente (G) est nulle : $M_G = 0$

Le moment dû à la charge d'exploitation (Q) : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$

Avec : h : la hauteur de l'acrotère (h = 60 cm = 0,6 m)

III.4.4. Combinaison de calcul :

ELU :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

ELS:

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

$$M_{ser} = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

III.4.5 Calcul de l'effort normal :

Le poids de l'acrotère est un poids stable « effet favorable G_{min} » pour celle-ci on ne le pondéré pas

$$N_u = N_G + N_Q \quad \text{Avec } N_Q = 0 \Rightarrow N_u = N_G = 1.7238 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } N_u = 1.7238 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } N_{ser} = 1.7238 \text{ KN/ml}$$

III.4.6. Calcul de l'excentricité :

Comme l'acrotère est un élément qui soumit à un effort de compression, il apparaît un risque de flambement ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué

D'après le (CBA93 Art A.4.3.5) les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite-ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \quad (\text{en flexion composée})$$

Par une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales, avant application des excentricités additionnelles,

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure,

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{1,7238} = 0.522m$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

Avec :

L : longueur réelle de l'acrotère,

L_f : longueur de flambement de l'acrotère,

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement,

α : le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et aussi , au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}}\right) = 10 \times \left(1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6}\right) = 0$$

\emptyset : est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$L = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$L_f = 2 \times L_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} (2 + 0) = 0,00864 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 0,24 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0,522 + 0,00864 + 0,02 = 0,551 \text{ m}$$

$$e = 0,551 \text{ m}$$

III.4.7. Coefficient de remplissage :

D'après le BAEL91 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1,7238 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10 \times 14,2} = 0,00121 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc : on détermine l'excentricité critique relative e_{NC} :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,00121}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,00121})} = 0,166$$

on calcule $e_{NC} = \xi \times h$

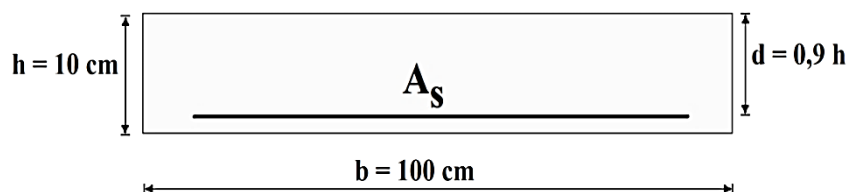
$$e_{NC} = 0,1666 \times 0,10 = 0,01666 \text{ m}$$

On a : $e = 0,551 \text{ m} > e_{NC} = 0,01666 \text{ m}$

Donc ; la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

III-4-8. Calcul de ferrailage :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc s'agit d'une section partiellement comprimée, le calcul se fait comme si la section est soumise à la flexion simple.



Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u = e \times N_u = 1,7238 \times 0,551 = 0,949$$

$$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 0.949 + 1.7238 \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.107 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.107 \times 10^{-3}}{1 \times (0.07)^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_{\text{limite}} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.015 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.015)}) = 0.0189$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0.8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.0189 \times 1 \times 0.07 \times 14.2}{348} \times 10^4 = 0.43 \text{ cm}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.43 - \frac{1.7238 \times 10^{-3}}{348 \times 100} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Donc la section trouvée est très faible, Alors on considérera la section minimale donnée par la condition de non fragilité.

III.4.9. Vérifications nécessaires:

Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

Armature principale :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.854 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.854 \text{ cm}^2 > A_s = 0.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures principales :

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

Il faut vérifier $S \leq S_{\text{max}}$

$$s_{\text{max}} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}) = \min(30 \text{ cm} ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$s = 25 \text{ cm} < s_{\text{max}} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte un espacement de $s = 25 \text{ cm}$

Espacement des armatures de répartition

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

Il faut vérifier $s_t \leq s_{t \max}$

$$s_{t \max} = \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10 ; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm} ; 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$s_t = 25 \text{ cm} < s_{t \max} = 40 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à L'ELS :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{1,687} = 34.8 \text{ cm}$$

Puisqu'il faut faire un choix, prenons comme hypothèse que la section est partiellement comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 34.8 = -29.8 \text{ cm} < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Centre de compression se trouve l'extérieur de la section.}$$

$$\begin{aligned} p &= -3c^2 - 90 A'_s \frac{c - d'}{b} + 90 A_s \frac{d - c}{b} \\ &= -3 \times (-29.8)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} (7 - (-29.8)) \end{aligned}$$

$$p = -2705.3652 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} q &= -2c^3 - 90 A'_s \frac{(c - d')^2}{b} - 90 A_s \frac{(d - c)^2}{b} \\ &= -2 \times (-29.8)^3 - \frac{90 \times 2.1}{100} (7 - (-29.8)) \end{aligned}$$

$$q = 50477.3638 \text{ cm}$$

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (50477.3638)^2 + \frac{4 \times (-2705.3652)^3}{27} = -385453557.1 < 0$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 50477.3638}{2 \times (-2705.3652)} \sqrt{\frac{-3}{-2705.3652}} \right) = 158.75^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(-2705.3652)}{3}} = 60.06 \text{ cm}$$

$$z_1 = a \cdot \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 60.06 \times \cos \left(\frac{158.75}{3} \right) = 32.21 \text{ cm}$$

$$z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 60.06 \times \cos\left(\frac{158.75}{3} + 120^\circ\right) = -59.60 \text{ cm}$$

$$z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 60.06 \times \cos\left(\frac{158.75}{3} + 240^\circ\right) = 23.39 \text{ cm}$$

Puis, la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section

$$y_{ser} = z + c$$

on choisit parmi les trois solutions z_1, z_2 et z_3 celle qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d$.

$$z_1 = 32.21 \text{ cm} \Rightarrow y_{ser} = 2.41 \text{ cm}$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{100 \times 2.41^3}{3} + 15 \times [2.01 \times (70 - 2.41)^2] = 828.81 \text{ cm}^2$$

Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{32.21 \times 1.7238}{828.81} \times 2.41 \times 10^{-2} = 1.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 (z \times N_{ser})}{I(d - y_{ser})} = \frac{15 \times (32.21 \times 1,7238)}{828.81 \times (0.07 - 0.0241)} = 46.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > 0 \Rightarrow$ la section est effectivement partiellement comprimée.....CV

On vérifie enfin que les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles.

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ CV

Contraintes de la traction des aciers tendus :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\} \Rightarrow$ La fissuration est considérée comme préjudiciable

$\eta = 1.6$ pour HA

$$\bar{\sigma}_s = \left\{\frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right\} = \min\{266,67 ; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s = 42.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ CV

III.4.10. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,7} = 0,214 \text{ Mpa}$$

fissuration préjudiciable} $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,214 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc Le ferrailage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

III.4.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

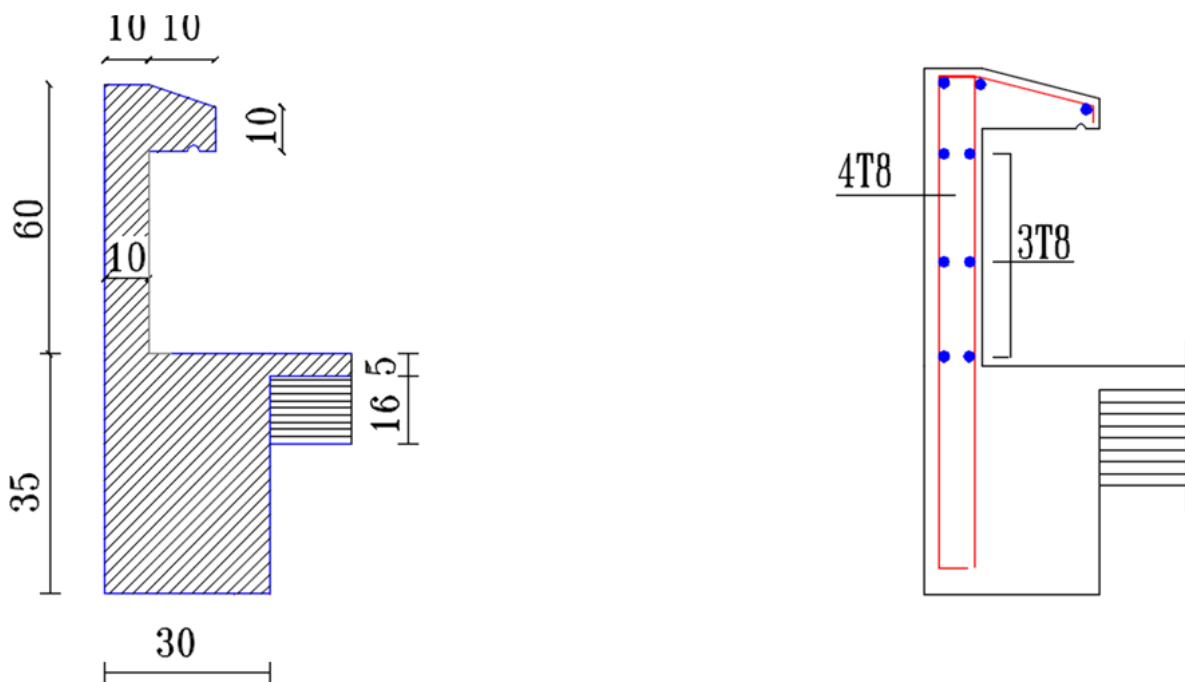


Fig III.13- Schéma ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude d'escalier :

III.5.1. Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de longueur.

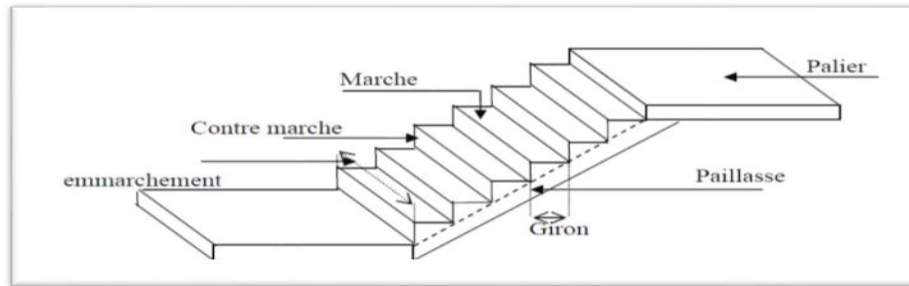


Fig III.14- Schéma d'escalier

III.5.2. Définition des éléments d'un escalier :

-On appelle « marche » la partie horizontale des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale de ces gradins.

- **Palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, qui se trouve entre deux volés s'appelle « palier de repos » et celui qui se trouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle « palier d'arrivée ou palier de départ ».

-**Paillasse** : c'est la dalle de la partie pleine inférieure du volé d'un escalier qui supporte les marches et les contre marches.

-L'**emmarchement** : c'est la dimension du passage libre utile de l'escalier, c'est-à-dire la longueur des marches.

-le **giron ou la foulée** : c'est la ligne conventionnelle qui figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier.

-**poutre palière** : c'est une poutre attaché l'escalier avec le mur.

III.5.3. Evaluations des sollicitations :

III.5.3.1. charges et surcharges : « volée »

$$G = 8.55 \text{ KN/m}^2$$

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

III.5.3.2. Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1 ml.

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.55 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{15.29 \text{ KN/m}^2}$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 8.55 + 2.5 = \mathbf{11.05 \text{ KN/m}^2}$$

III.5.3.3. Charges et surcharges : « Palier »

$G = 5.6 \text{ KN/m}^2$

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

III.5.3.4. Combinaisons des charges :

ELU :

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 2.5 = 11.3 \text{ KN/m}^2$

ELS :

$q_{ser} = G + Q = 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/m}^2$

Tableau III. 14: Combinaisons des charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u	q _{ser}
palier	5.6	2.5	11.3	8.1
paillasse	8.55	2.5	15.29	11.05

III.5.4. Calcul la charge équivalent :

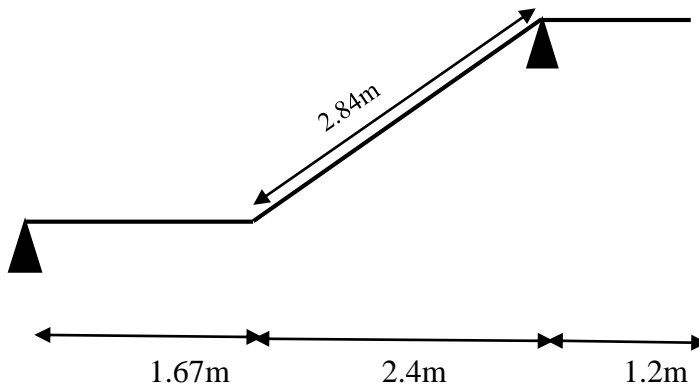


Fig III.15- Shéma statique de volé

Sollicitations de calcul de volée :

Pour le calcul on prend la charge

$q_{u \text{ max}} = 15.29 \text{ KN/m}^2$

$q_{ser \text{ max}} = 11.05 \text{ KN/m}^2$

La charge équivalente :

$q_{eq} = \frac{\sum q_i \cdot L_i}{\sum L_i} \text{ (i=1.....n)}$

ELU:

$$q_{eq} = \frac{\sum(q_{up} \times l1) + (q_{uv} \times l2)}{\sum(l1 + l2)} = \frac{(1.67 \times 11.31) + (15.29 \times 2.84)}{(1.67 + 2.84)} = 13.81 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq\ ser} = \frac{\sum(q_{serp} \times l1) + (q_{serv} \times l2)}{\sum(l1 + l2)} = \frac{(1.67 \times 8.1) + (11.05 \times 2.84)}{(1.67 + 2.84)} = 6.07 \text{ Kn/m}$$

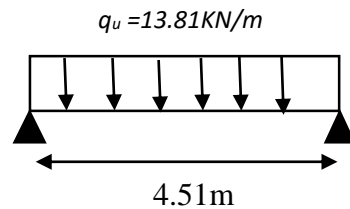


Fig III.16- Schéma statique d'escalier en ELU

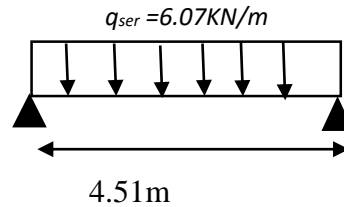


Fig III.17- Schéma statique d'escalier en ELS

Le reste de la longueur du palier « L=1.2m est calcul comme console ».

III.5.4.1. Combinaison des charges :

ELU

Dalle : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 3.5 = 11.88 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $P = 1.35P = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/ml}$

Schéma statique en ELU « Palier »

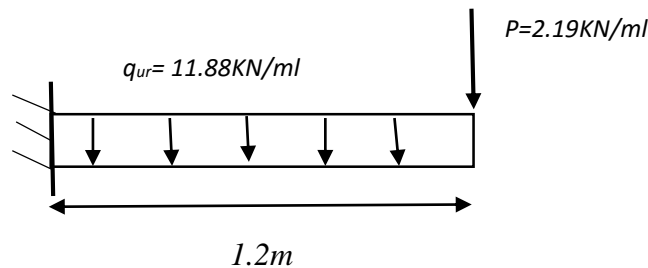


Fig III.18- Schéma statique de la console en ELU

ELS

Dalle : $q_{ser} = G + Q = 4.91 + 3.5 = 7.69 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $P = 1.62 \text{ KN/ml}$

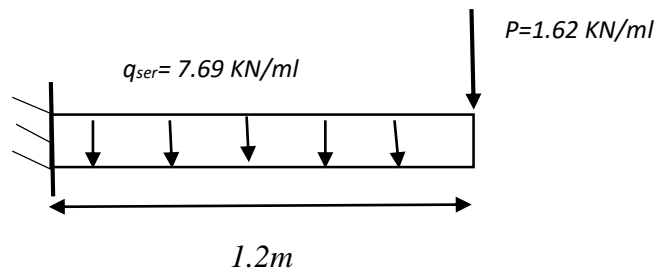
Schéma statique en ELS« Palier »

Fig III.19- Schéma statique de la console en ELS

III.5.4.2. Calcul des moments :

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Moment statique pour une bande de 1m

$$M_0^u = q_{eq\ u} \frac{L^2}{8} = 13.81 \times \frac{4.51^2}{8} = 35.11 \text{ KN/ml}$$

$$V_0^u = q_u \frac{L}{2} = 31.14 \text{ KN/ml}$$

Moment en travée

$$\text{ELU } M_t^u = 0.8M_0^u = 0.8 \times 35.11 = 28.09 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui

$$\text{ELU } M_a^u = 0.4M_0^u = 0.4 \times 31.14 = 14.04 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'état limite service (ELS) :

Moment statique pour une bande de 1m

$$M_0^{ser} = q_{eq\ ser} \frac{L^2}{8} = 6.07 \times \frac{4.51^2}{8} = 15.43 \text{ KN/ml}$$

Moment en travée

$$\text{ELU } M_t^{ser} = 0.8M_0^{ser} = 0.8 \times 15.43 = 12.43 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui

$$\text{ELU } M_a^{ser} = 0.4M_0^{ser} = 0.4 \times 15.43 = 6.17 \text{ KN.m}$$

III.5.4.3. Calcul des efforts interne « ELU »**Palier L=1.2m****ELU :**

$$M(x) = -[Px + (qx^2) / 2]$$

$$M(x) = -[(2.19 \times 1.2) + (11.88 \times 1.2^2) / 2]$$

$$M(x) = -11.18 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -[p + qx] = -[2.19 + 11.88 \times 1.2]$$

$$T(x) = -16.44 \text{ KN}$$

ELS :

$$M(x) = -[Px + (qx^2) / 2]$$

$$M(x) = -[(1.62 \times 1.2) + (7.69 \times 1.2^2) / 2]$$

$$M(x) = -7.48 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Ferrailage (calcul des armatures): ELU

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

$$h = e = 1.5\text{m}, C = 0.03\text{m}, d = 0.12\text{m}, b = 1\text{m}, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, \sigma_s = 348\text{MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

Armature principale :En travée :

$$M_u = 28.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.137 < \mu_{limite} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.137 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.137)}) = 0.185$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha = 0.8 \times 0.185 = 0.148$$

$$A_s = \beta_u \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.148 \times 0.12 \times 1 \times \frac{14.2}{348} = 7.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7HA12 = 7.92 cm²

Sur appuis :

$$M_u = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_{limite} 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.068 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.068)}) = 0.070$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha = 0.8 \times 0.070 = 0.056$$

$$A_s = \beta_u \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.056 \times 0.12 \times 1 \times \frac{14.2}{348} = 2.73 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10 = 4.71 cm²**

Armature principal: L=1.2m

$$M_u = 11.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_{limite} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.054 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.054)}) = 0.069$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha = 0.8 \times 0.069 = 0.055$$

$$A_s = \beta_u \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.055 \times 0.12 \times 1 \times \frac{14.2}{348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²**

III.5.6. Vérification

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.12 \times 1 \times \frac{2.1 \times 10^4}{400}$$

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

Sur Appui : $A_s = 2.73 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Sur Appui : $A_s = 2.68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

En Travée : $A_s = 7.22 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Vérification de la disposition des armatures (Art824BAEL91)**Espacement des armatures :****Principal**

$$S_t \leq \min(3h, 33cm)$$

$$S_t = \min(3 \times 12, 33cm) = \min(36cm, 33cm)$$

$$S_t \leq 33cm$$

$$\text{En Travée: } S_t = \frac{100}{7} = 14.28cm < 30cm \dots\dots\dots CV$$

$$S_t = 15cm$$

$$\text{Sur Appui: } S_t = \frac{100}{6} = 16.66cm < 30cm \dots\dots\dots CV$$

$$S_t = 20cm$$

Repartition

$$S_t < \min(4h, 45cm)$$

$$S_t = \min(4 \times 14, 45cm) = \min(56cm, 45cm)$$

$$S_t < 45cm$$

$$S_t = 20cm$$

Armature de la repartition:

$$\text{En travée: } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 cm^2$$

$$\text{On adopte: } 5HA10=3.93 cm^2$$

$$\text{Sur appui: } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.785 cm^2$$

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

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

$$T_u = 31.14 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{31.14 \times 10^4}{100 \times 120} = 1.67 Mpa$$

La fissuration est peu préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33MPa; 5MPa) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 1.76 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots\dots\dots CV$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.7. Ferrailage (calcul des armatures) :ELS

Vérification des contraintes maximales du béton :

Si les conditions suivant sont applicables :

- la fissuration est peu préjudiciableCV
- la sollicitation appliquée est à la flexion simpleCV
- les aciers utilisés sont de nuance de feE400.....CV
- la section rectangulaireCV

Donc il suffit de vérifier la condition suivant et la vérification ne sera pas nécessaire :

En travée :

$$\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta_t = \frac{Mu}{Mser} = \frac{28.09}{12.34} = 2.27$$

$$\alpha \leq \frac{2.28 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.186 < 0.885 \dots\dots\dots CV$$

Sur appuis :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{Mu}{Mser} = \frac{14.04}{6.17} = 2.27$$

$$\alpha \leq \frac{(2.27 - 1)}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.070 < 0.885 \dots\dots\dots CV$$

III.5.8. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{4.51} \geq \frac{1}{16} \rightarrow (0.033 < 0.0663) \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{7.70}{100 \times 11} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.006 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mser}{10M_0} \rightarrow 0.099 < 0.080 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

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

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5qL^4}{348EI}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 83333.33$$

$$f = \frac{5 \times 13.81 \times 4.51^4}{348 \times 1.08 \times 10^4 \times 83333.33}$$

$$f = 0.019 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{451}{500} = 0.90$$

$$f = 0.019 \text{ cm} < f_{adm} = 0.90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.5.9. Le schéma de ferrailage de l'escalier :

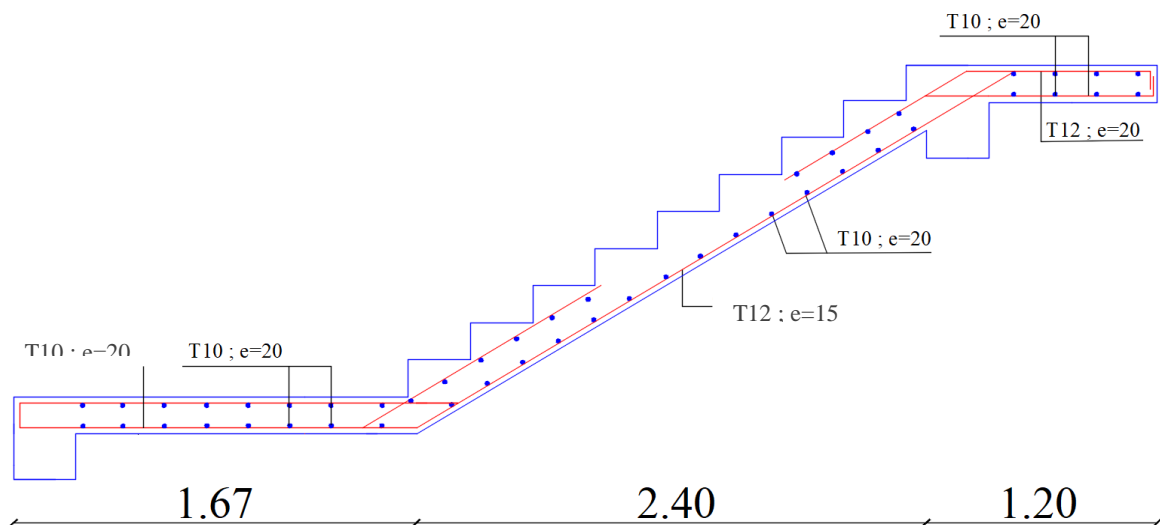


Fig III.20- Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6. Calcul de la poutre palière :

III.6.1. Introduction :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre de palière ainsi que la réaction d'escalier.

La torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur poutre, elle est prévue pour être un support d'escalier.

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu préjudiciable

III.6.2. Evaluation des charges :

Poids propres de la poutre : $G_1 = \rho \times h \times b = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN /m.}'$

Le poids propre du mur : $G_2 = (\frac{he}{2} - h) G_{mur} = (\frac{3.06}{2} - 0.35) \times 3.41 = 4.02 \text{ KN/ml.}$

III.6.3. Réaction provenant du palier et de la paillasse :

Paillasse :

Avec : $L=2.4\text{m}$, $G_{paillasse}= 8.55 \text{ KN/m}$, $Q = 2.5\text{KN/m}$

AL'ELU :

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.55) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_u = 15.29 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{15.29 \times 2.4}{2} = 18.35$$

$$R_u = 18.35 \text{ KN}$$

AL'ELS :

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} \times L}{2}$$

$$q_{ser} = (G + Q) = (8.55 + 2.5)$$

$$q_{ser} = 11.05 \text{ KN/m}$$

$$R_{ser} = \frac{11.05 \times 2.4}{2} = 13.26$$

$$R_{ser} = 13.26 \text{ KN}$$

Palier 1 :

Avec : $L=1.67\text{m}$, $G_{palier} = 5.6 \text{ KN/m}$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

AL'ELU :

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_u = 11.31 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{11.31 \times 1.67}{2} = 9.44$$

$$R_u = 9.44 \text{ KN}$$

AL'ELS :

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} \times L}{2}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = (5.6 + 2.5)$$

$$q_{ser} = 8.1 \text{ KN/m}$$

$$R_{ser} = \frac{8.1 \times 1.67}{2} = 6.76$$

$$R_{ser} = 6.76 \text{ KN}$$

Palier 2 :

Avec : $L = 1.2 \text{ m}$, $G_{palier} = 5.6 \text{ KN/m}$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

AL'ELU :

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.6) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_u = 11.31 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{11.31 \times 1.2}{2} = 6.79$$

$$R_u = 6.79 \text{ KN}$$

AL'ELS :

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} \times L}{2}$$

$$q_u = (G + Q) = (5.6 + 2.5)$$

$$q_u = 8.1 \text{ KN/m}$$

$$R_{ser} = \frac{8.1 \times 1.2}{2} = 4.86$$

$$R_{ser} = 4.86 \text{ KN}$$

III.6.4. Combinaison des charges :**AL'ELU :**

$$q_u = 1.35 (G_{pp} + G_{mur}) + R_u \text{ paillasse} + R_u \text{ palier 1} + R_u \text{ palier 2}$$

$$q_u = 1.35 (2.625 + 4.02) + 18.35 + 9.44 + 6.79$$

$$q_u = 43.55 \text{ Kn}$$

AL'ELS :

$$q_{ser} = (G_{pp} + G_{mur}) + R_{ser} \text{ paillasse} + R_{ser} \text{ palier 1} + R_{ser} \text{ palier 2}$$

$$q_{ser} = (2.625 + 4.02) + 13.26 + 2.67 + 4.86$$

$$q_{ser} = 31.52 \text{ KN}$$

III.6.5. Calcul les sollicitations de la poutre palière :**Moment isostatique****ELU :**

$$M_0^u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{43.55 \times (2.4)^2}{8}$$

$$M_0^u = 42.68 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0^{ser} = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{31.52 \times (2.4)^2}{8}$$

$$M_0^{ser} = 30.89 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :**ELU :**

$$M_t^u = 0.8M_0 = 0.8 \times 42.68$$

$$M_t^u = 34.14 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t^{ser} = 0.8M_0 = 0.8 \times 30.89$$

$$M_t^{ser} = 24.71 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :**ELU :**

$$M_a^u = 0.4M_0 = 0.4 \times 42.68$$

$$M_a^u = 17.07 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_a^{ser} = 0.4M_0 = 0.4 \times 30.89$$

$$M_a^{ser} = 12.36 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

ELU :

$$T_u = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{43.55 \times (2.4)}{2}$$

$$T_u = 52.26 \text{ KN}$$

III.6.6. Calcul de ferrailage :

$$h = 0.35 \text{ m}, C = 0.02 \text{ m}, d = (h - 2c) = 0.31 \text{ m}, b = 0.30 \text{ m}, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bs} = 14.2 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

Armatures longitudinales :

ELU :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{34.14 \times 10^3}{30 \times 31^2 \times 14.2} = 0.083 < \mu_{limite} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu = 0.083 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.083)}) = 0.108$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.108 \times 0.3 \times 0.31 \times 14.2}{348} = 3.30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter: } A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$\mu = \frac{M_{au}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{17.07 \times 10^3}{30 \times 31^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_{limite} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu = 0.041 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.041)}) = 0.052$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.052 \times 0.3 \times 0.31 \times 14.2}{348} = 1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter: } A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.31 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1.12 \times 10^{-4} = 1.12 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2$

Sur appui : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2$

Alors, la condition non fragilité est vérifiée.

Armature transversale :

D'après le **BAEL 91 :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35} ; \phi; \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10 ; 12 ; 30)$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : **$\phi_t = 8 \text{ mm}$**

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

Sur Appui :

$$A_t = \frac{3.36}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

En travée :

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

Soit : $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Vérification a L'ELS :

Si les conditions suivant sont applicables :

- la fissuration est peu préjudiciableCV
- la sollicitation appliquée est à la flexion simpleCV
- les aciers utilisés sont de nuance de feE400.....CV
- la section rectangulaireCV

Donc il suffit de vérifier la condition suivant et la vérification ne sera pas nécessaire

En travée :

$$\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\delta_t = \frac{Mu}{Mser} = \frac{34.14}{24.71} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.108 < 0.44.....CV$$

Sur appuis :

$$\alpha = 0.052 > 0.445CNV$$

Donc, la vérification à L'ELS est inutile.

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_u = 52.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{52.26 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.31} = 0.561 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 fc28}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.561 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}CV$$

Donc il n'est pas de prévoir nécessaire des armatures transversales

Vérification de la flèche :

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

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{2.4} \geq \frac{1}{16} \rightarrow (0.145 > 0.063)CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 31} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0036 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{0.35}{2.4} \geq \frac{0.8M_0}{10M_0} \rightarrow 0.145 > 0.08 \dots\dots\dots CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la fleche.

III.6.7. Calcul la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'inférieure de la poutre au niveau de palier et du paillasse provoque un moment de torsion au niveau de la poutre palière.

La torsion est provoquée par le moment d'appuis de l'escalier.

$$M_t = \frac{M_a \times b}{2} = \frac{60.97 \times 0.30}{2} = 9.14 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de la torsion :

$$\tau_t^u = \frac{Mt}{2\Omega b_0}$$

Avec :

Mt : Moment de torsion.

Ω=Aire du contour à mi portée.

b₀ : Epaisseur de la paroi considéré.

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (30 - 5.83)(35 - 5.83) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t^u = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{2 \times 705.04 \times 5.83 \times 10^{-6}} = 1.11 \text{ Mpa}$$

Calculer la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{sic} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{52.26 \times 10^3}{30 \times 31 \times 10^2}$$

$$\tau_{sic} = 0.56 \text{ Mpa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{cis}^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$1.11^2 + 0.56^2 = 1.55 \leq 3.33^2 = 11.08 \dots\dots\dots CV$$

Les armatures nécessaires de la torsion :

Armature longitudinale :

$$A_t = \frac{MT}{2\Omega\sigma_s}$$

$$\mu = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2$$

$$\mu = [(30 - 5.83) + (35 - 5.83)] \times 2 = 106.68 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{106.68 \times 9.14 \times 10^3}{2 \times 705.04 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **2HA12 = 2.26 cm²**

Armature transversale :

$$A_t = \frac{\mu_{MT} \times S_t}{2 \Omega \sigma_s}$$

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{27.9 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 27.9 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{25 \times 9.14 \times 10^3}{2 \times 705.04 \times 348} = 0.46 \text{ ccm}^2$$

On adopte : **2HA8 = 1.01 cm²**

III.6.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

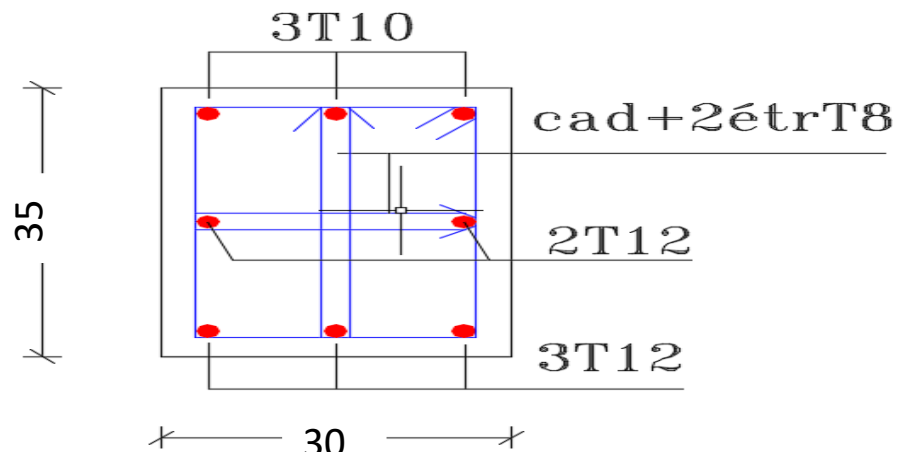


Fig III.21- Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre **IV**

Etude dynamique.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre.

Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité.

Pour ce faire, il est important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets de l'activité sismique tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien.

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. La Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à avoir : la masse, la rigidité, l'amortissement et la réponse. Une des méthodes de modélisation est la modélisation aux éléments finis. Elle consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds. A l'aide de fonction d'interpolation on balaye l'élément puis la structure.

IV.3.1. Logiciel de modélisation :

Ce logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014) nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d’une structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d’une modalisation en trois dimensions préalable est appropriée.

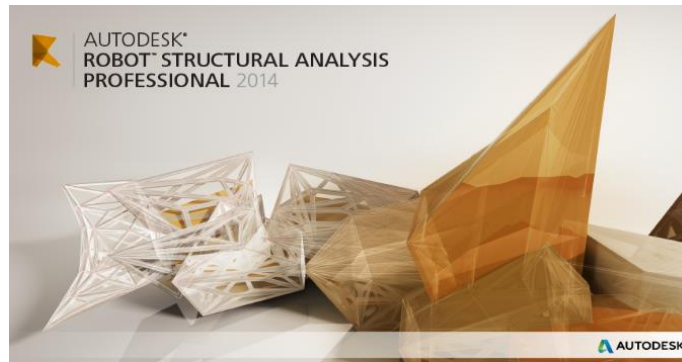


Fig IV.1- Logiciel de modélisation

Le modèle adopté est encasturé à la base, il ne comporte que les éléments (poteaux, poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement. Le chargement vertical est effectué à l’aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l’application d’un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydn}).

IV.3.2. Maillage de la structure :

Le maillage des éléments surfacique nous avons opté pour la méthode de COONS, avec une taille de maille de 0,50 m.de type carré (contour rectangulaire). La taille de maillage adoptée permet de mailler les éléments surfaciques avec tout en ayant une précision de résultats et un temps de calcul acceptable.

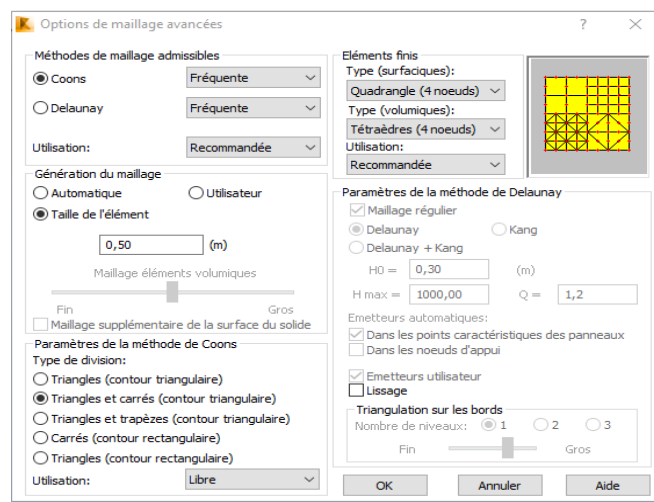


Fig IV.2- Options de maillage adoptés pour notre modèle

IV.3.3. Les étapes de modélisation :

➤ Choix du type de structure :

Pour notre cas, on étudiera une structure type coque comme montré sur la figure.

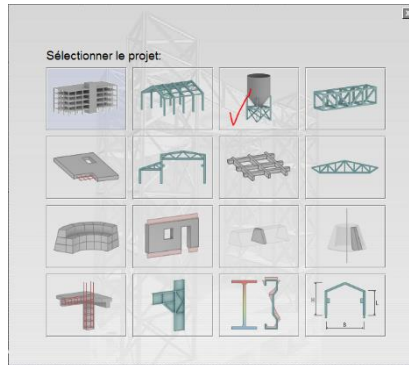


Fig IV.3- Choix du type de coque

➤ Configuration des préférences de l'affaire : Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on clique sur l'icône " outil " ... " préférences de la tâche".

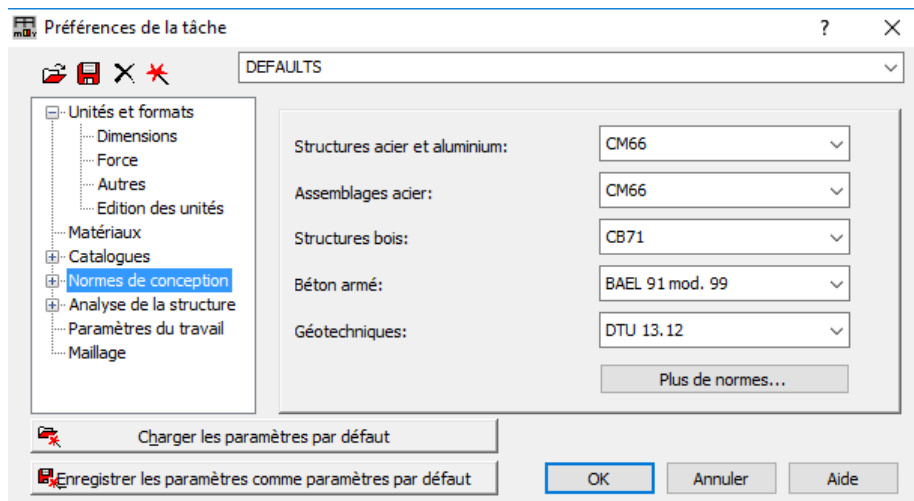
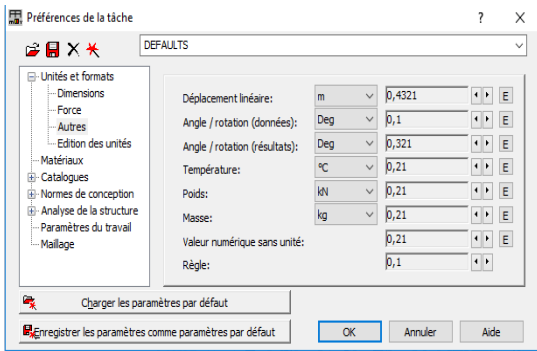
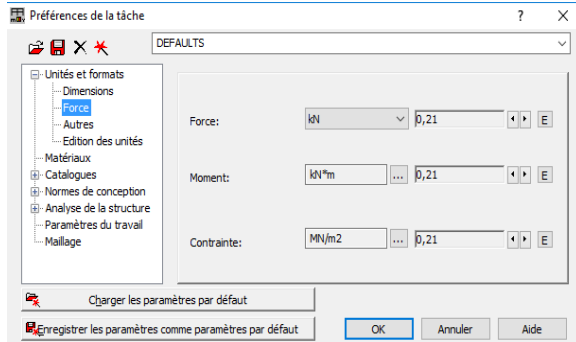


Fig IV.4- préférences de l'affaire

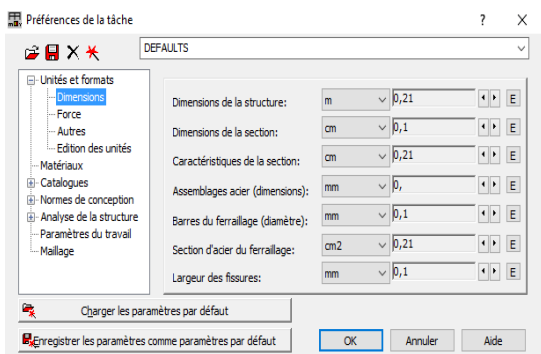
Dimensions :



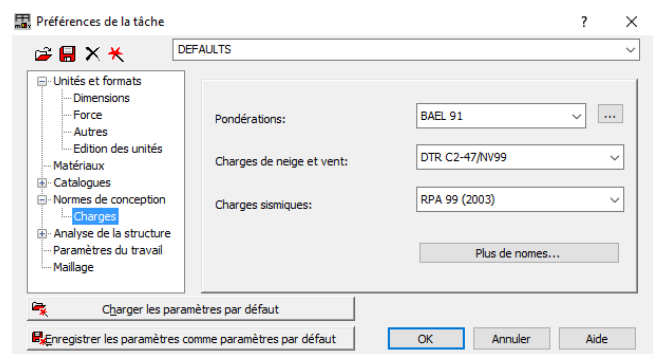
Force :



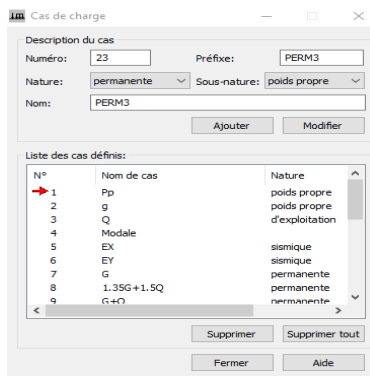
Autre :



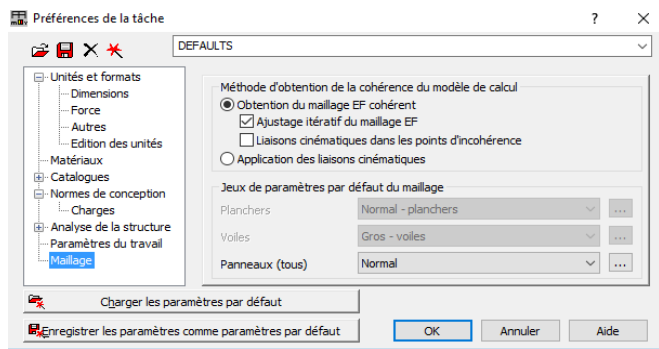
Charges :



Analyse de la structure :



Maillage :

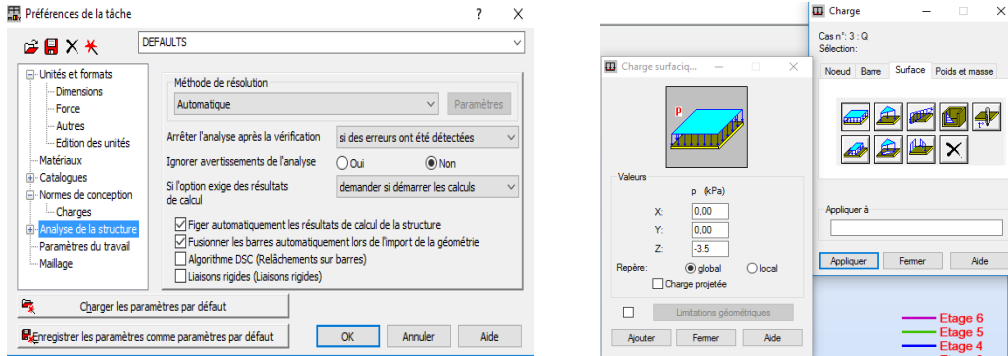


➤ Définitions des charges statiques :

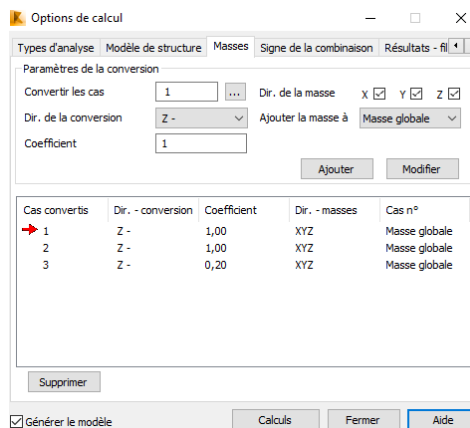
Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, dans le menu " **Chargement** "... " **Cas de charge** " on choisit la nature et le nom puis on clique sur " **Nouveau** "

• Affectation des charges :

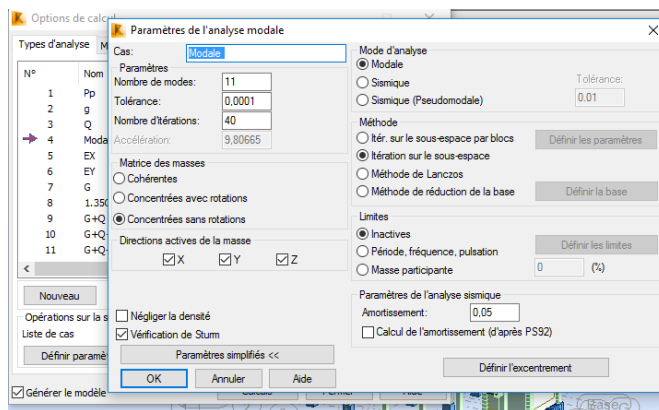
Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation); On sélectionne dans le menu déroulant : **Chargements ... définir charges ... surface ...charge surfacique uniforme.**



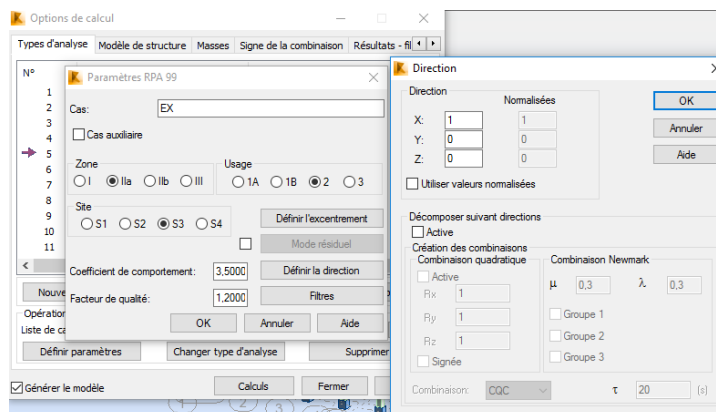
➤ **Analyse de la structure** : On doit introduire la loi: $W = G + \beta Q$ Pour cela, sur le menu déroulant on clique sur : **Analyse ... type d'analyse ... masse**



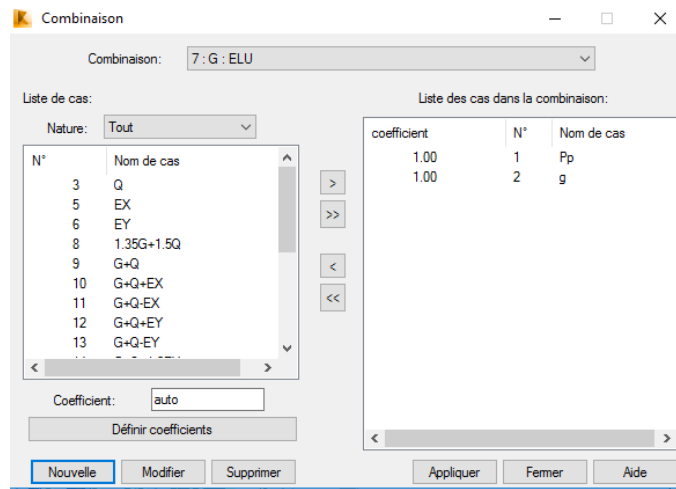
• **Analyse Modale :**



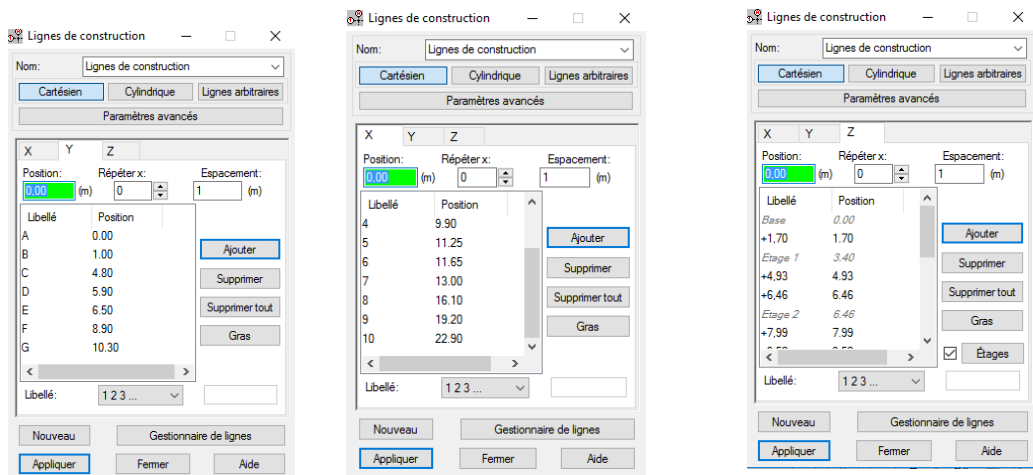
• **L'analyse sismique :**



- Combinaison des charges : Chargements ... combinaisons manuelles...** On choisit le type de la combinaison et sa nature, Ainsi on introduit les charges statiques « ELU, ELS » et de la même manière les combinaisons sismiques « $G + Q \pm E ; 0.8 G \pm E$ ».

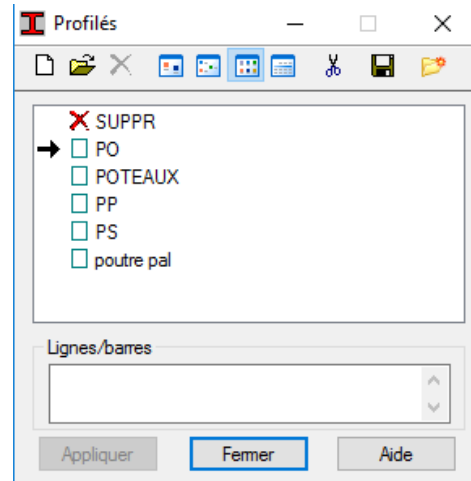
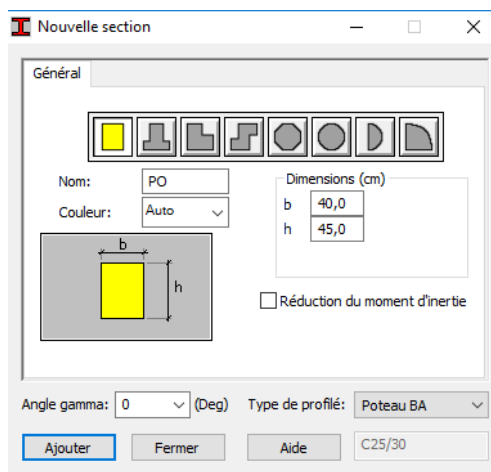


➤ **Lignes de construction :**

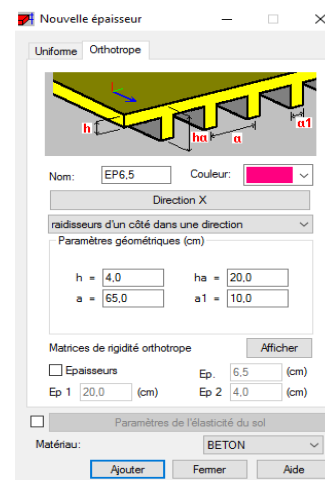
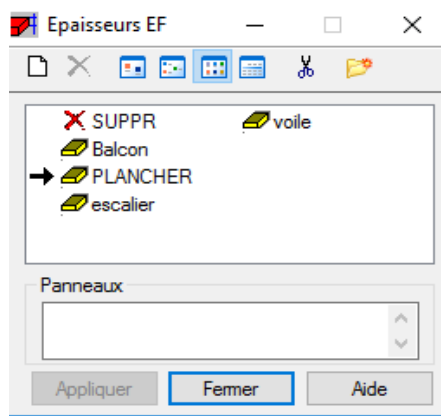


➤ **Définitions des éléments barres (poteaux , poutres) :**

Cette étape nous permet d'introduire les différentes sections transversales des éléments barres qui existent dans la structure. ... **Structure ... caractéristiques ... profilés des barres**



- **Définition des éléments surfaciques (panneaux) :** A partir du menu déroulant : ...structure...caractéristiques ... Epaisseur EF



- **Calcul de la structure :** près la modélisation et la vérification de la structure, si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique : ... Analyse ... Calculer.



Fig IV.5- Vu en 3D de la structur

IV.4. Critères de classification selon les RPA99/VERSION 2003

Un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

IV.4.1. Classification des zones sismiques : (RPA99/Version2003 Art 3.1)

Le territoire national est divisé en cinq (05) 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

Zone II_a et II_b : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

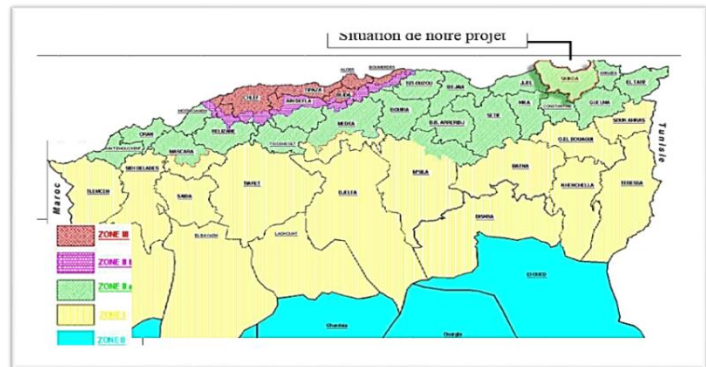


Fig IV.6- Classification des zones sismiques

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Skikda donc en **zone IIa (sismicité moyenne)**.

IV.4.2. Classification des ouvrages selon leur importance : (RPA99/Version2003 Art 3.2)

Notre bâtiment est à usage d'habitation collective ; dont la hauteur $19,55\text{m} \leq 48\text{m}$, il est donc classé dans le **Groupe 2** (ouvrage courant ou d'importance moyenne).

IV.4.3. Classification des sites : (RPA99/Version2003 Art 3.3)

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

Catégorie **S₁** (site rocheux)

Catégorie **S₂** (site ferme)

Catégorie **S₃** (site meuble)

Catégorie **S₄** (site très meuble)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un **sol meuble** donc de **catégorie S₃**.

IV. 4.4. Classification des systèmes de contreventement : (RPA99/Version2003 Art 3.4)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R** (voir tableau 4.3 (RPA 99/V2003)).

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Dans notre cas, la structure est contreventée par un système constitués par **des portiques et des voiles**.

IV.4.5.1. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (R1 à R4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

R1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

⇒ Condition vérifiée

R2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

suisant X : l'excentricité max = 0 ≤ 0,15×22.90 = 3.43 m

⇒ Condition vérifiée

suisant Y : l'excentricité max = 0,23 m ≤ 0,15×10.30 = 1.54 m

⇒ Condition vérifiée

R3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

$$\frac{22.90}{10.30} = 2.22 < 4$$

⇒ Condition vérifiée

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\text{Suivant X : } \frac{l_x}{L_x} = \frac{0}{22.90} = 0 < 0,25 \quad ; \quad 0,25 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{22.90}{10.30} = 2.22 < 4$$

⇒ Condition vérifiée

$$\text{Suivant Y : } \frac{l_y}{L_y} = \frac{1+1.4}{10.30} = 0,23 < 0,25$$

⇒ Condition vérifiée

R4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle

$$\text{de ce dernier. } \frac{3.1 \times 4.10}{235.87} = 0,05 = 5\% < 15\%$$

⇒ Condition vérifiée

Tous les critères de régularité en plan (R1 à R4) sont respectés, donc la structure est classé régulier en plan.

IV.4.5.2. Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (B1 à B4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

B1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation

⇒ Condition vérifiée

B2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

⇒ Condition vérifiée

B3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

La variation de la masse et la rigidité d'un étage à un autre sont négligeables.

⇒ Condition vérifiée

B4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Pas de décrochement en élévation dans les deux directions

⇒ Condition vérifiée

Tous les critères de régularité en élévation (B1 à B4) sont respectés, donc la structure est classé régulier en élévation.

Notre bâtiment est classé régulier en plan et élévation, donc est classé régulier.

IV.5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

Le centre de gravité des masses (G)

Le centre de torsion (R)

IV.5.1. Centre de gravité des masses :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse est déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles...).

Tableau IV. 1: centre de masse de chaque étage

Étage	Centre de masse	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)
RDC	11.45	5.04
1	11.45	5.05
2	11.45	5.05
3	11.45	5.05
4	11.45	5.05
5	11.45	5.06

IV.5.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des portiques. Deux cas de figure peuvent se présenter :

Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux

(Séisme, vent...etc.) Provoquent une translation sur la structure sans mouvement de rotation.

Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure

Étage	Centre de torsion	
	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)
RDC	11.45	4.81
1	11.45	4.86
2	11.45	4.86
3	11.45	4.86
4	11.45	4.86
5	11.45	4.86

subie une translation et une rotation simultanément.

Tableau IV. 2: centre de torsion de chaque étage

IV.4.3. Excentricité :

IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

Tableau IV. 3: Excentricité théorique

Étage	L'excentricité théorique	
	e _{xth} (m)	e _{yth} (m)
RDC	0.0	0.23
1	0.0	0.19
2	0.0	0.19
3	0.0	0.19
4	0.0	0.19
5	0.0	0.2

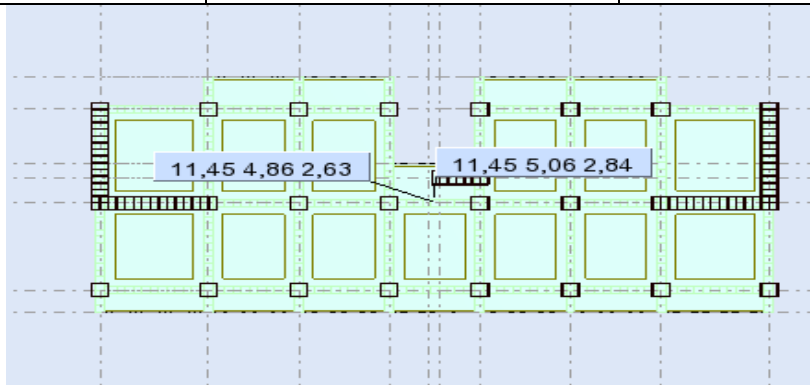


Fig IV.7- Excentricité théorique

IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : (RPA99/Version2003 Art 4.2.7) :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

$$e_{ax} = 0,05 L_x$$

$$e_{ay} = 0,05 L_y$$

IV.4.3.3. Effets de la torsion accidentelle: (RPA99/Version2003 Art 4.3.7)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans notre cas l'analyse est tridimensionnelle.

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à : $\pm 5\%$ L. Plus l'excentricité théorique calculée,

Avec : $L_x = 22.90$ m

$L_y = 10.30$ m

Tableau IV. 4: Excentricité accidentelle

Étage	L'excentricité accidentelle	
	e_{ax} (m)	e_{ay} (m)
RDC	1.15	0.52
1	1.15	0.52
2	1.15	0.52
3	1.15	0.52
4	1.15	0.52
5	1.15	0.52

IV.4.3.4. Excentricité retenue :

Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

$$e_x = e_{xth} + e_{ax}$$

$$e_x = e_{xth} - e_{ax}$$

$$e_y = e_{yth} + e_{ay}$$

$$e_y = e_{yth} - e_{ay}$$

Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes :

- Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution.

Le tableau résume les résultats précédents :

Tableau IV. 5: Excentricité Retenue

Étage	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$ (m)	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$ (m)	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$ (m)	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$ (m)	e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
RDC	1.15	1.15	0.75	0.23	1.15	0.75
1	1.15	1.15	0.71	0.33	1.15	0.71
2	1.15	1.15	0.71	0.33	1.15	0.71
3	1.15	1.15	0.71	0.33	1.15	0.71
4	1.15	1.15	0.71	0.33	1.15	0.71
5	1.15	1.15	0.72	0.32	1.15	0.72

IV.6. Choix de la méthode de calcul :

IV. 6.1. Introduction :

Selon le RPA 99/V2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente seulement sont toutes vérifiées. Mais on préfère procéder au calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2016")

IV. 6.2. Méthode statique équivalente : (RPA99/Version2003 Art 4.2)

IV.6.2.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur

IV.6.2.2. Modélisation :

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

- 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.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

IV.6.3. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA99/Version 2003 ART 4.3)**IV.6.3.1. Principe de la méthode :**

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.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.6.3.2. Modélisation :

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'inerties sismiques.

1- 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, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- 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.

5- 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).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation

IV.6.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

IV.6.4.1. Principe de la méthode :

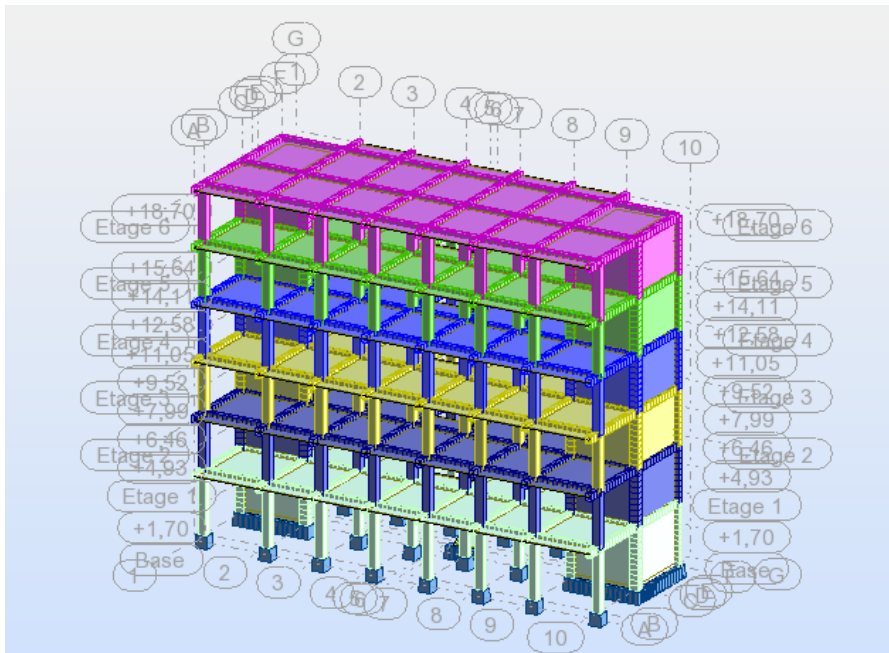
Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogrammes et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogrammes. Elle est représentée par un modèle dont on calcul la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

IV.6.4.2. Domaine d'application :

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

IV.7. Analyse de la structure :



La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles). Et présente une architecture identique à chaque étage. Tous cela simplifiée le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

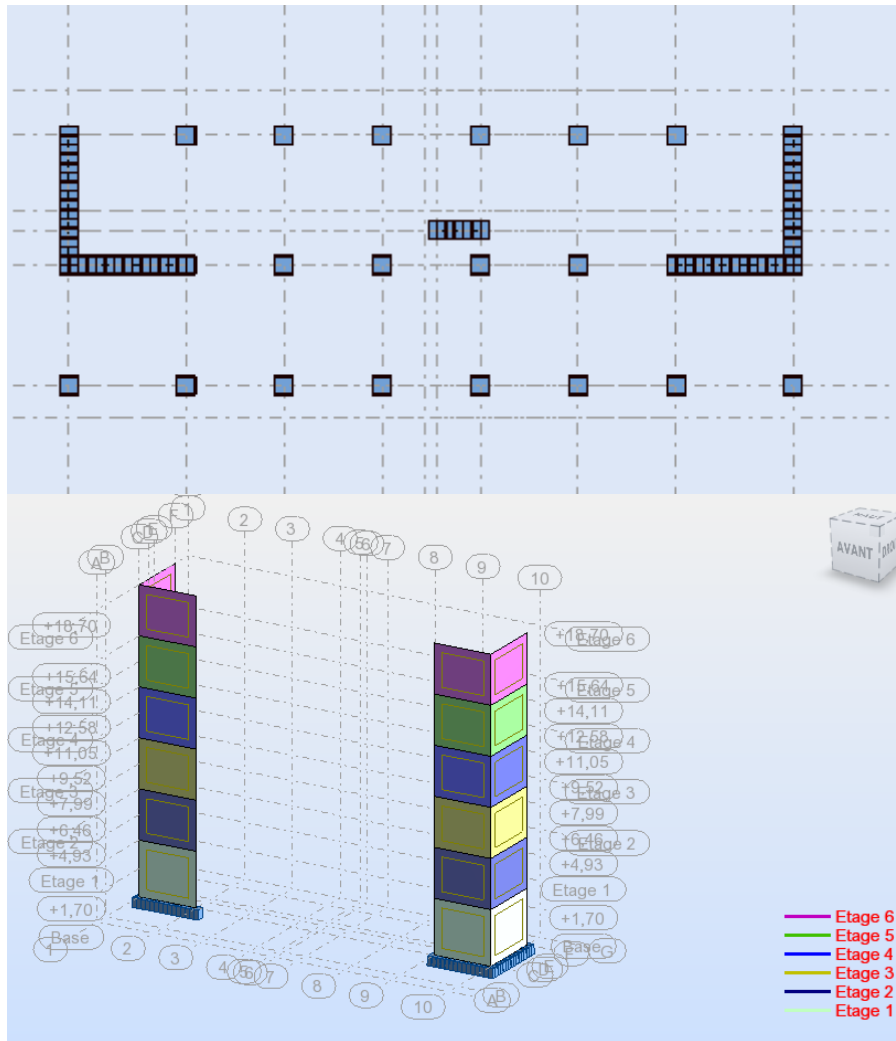


Fig IV.8- Disposition des voiles

IV.7.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

coefficient d'accélération de zone A : (RPA99/Version2003 Tab 4.1)

le coefficient d'accélération de zone est en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone sismique **IIa**

Tableau IV. 6: coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

facteur de correction d'amortissement :

donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le **tableau 4.2 (RPA 99/V2003)**.

Le type de structure est **Voiles**

Tableau IV. 7: pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc ; $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$

c) périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

donné par le **tableau 4.7 (RPA 99/V2003)**.

La catégorie du site est **S₃ (site meuble)**

Tableau IV. 8: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

la régularité en plan et en élévation

la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule **(4-4. RPA 99/Version 2003)** :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau **[4.4] du RPA 99/Version 2003**

Tableau IV. 9: Facteur de qualité

Critère "q"	P_q (suivant X)	P_q (suivant Y)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1,20	1,25

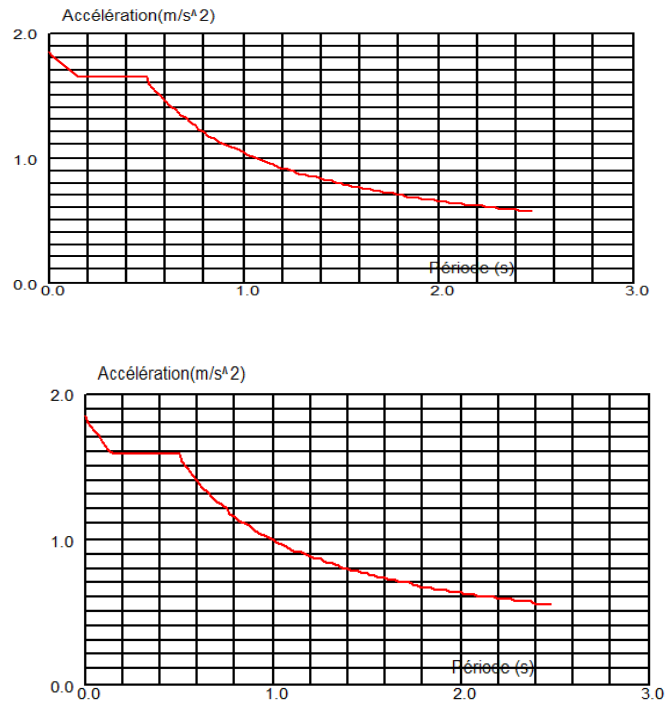


Fig IV.9- Spectre de réponse de calcul suivant Y

Coefficient de comportement global de la structure :

Justification de la Portance des éléments porteurs vis-à-vis les Charges verticales & horizontale :

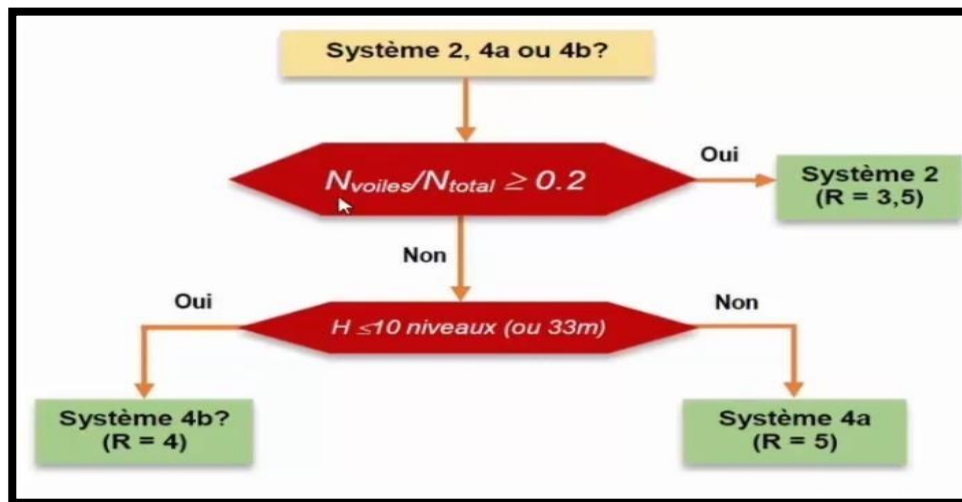
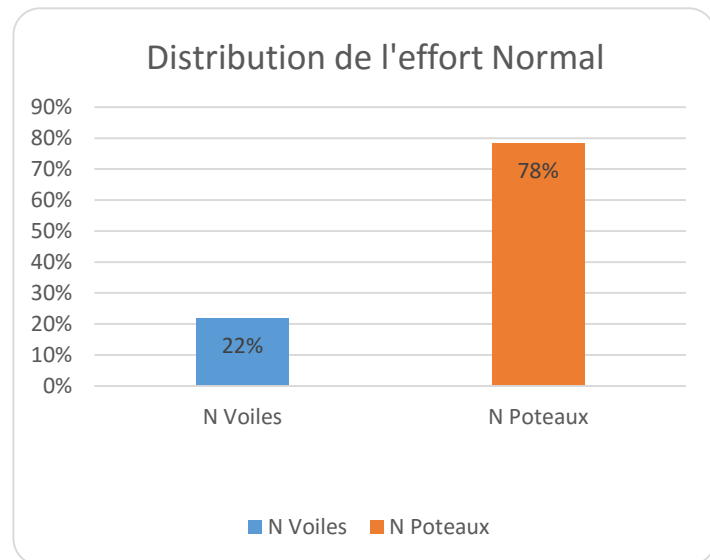


Fig IV.10- Organigramme de justification du coefficient R

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés Robot Structural Analysis Professional 2014 sous la combinaison (G + 0.2Q)

Etage	EFFORT NORMAL	
	N _{Poteaux}	N _{Voil}
RDC	-20760.51	-4021.57
1	-15605.46	-4811.62
2	-12370.13	-3911.5
3	-9198.03	-2948.16
4	-6049.32	-1961.41
5	-2935.16	-935.73



Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales ; D'après le RPA99 modifié 2003 ; le contreventement est de type système 2 contreventement constitué par voiles porteurs. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc le coefficient de comportement **R= 3.5**

IV.7.2. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de l'effort normal réduit de compression
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements inter-étage
- Vérification des déplacements en tête
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ

IV.7.2.1. Vérification de l'effort normal réduit de compression :

Selon le RPA99/Version2003 Art 7.1.3.3

On doit vérifier que :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N_d : L'effort normal de calcul à l'ELA s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

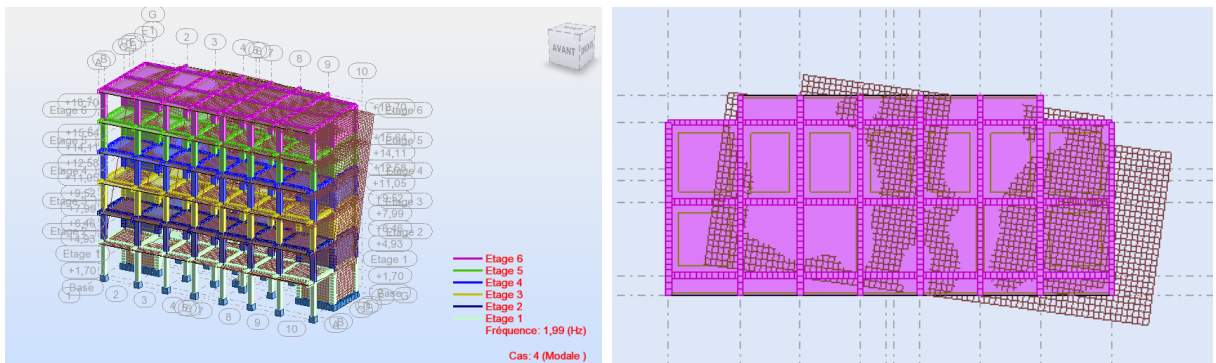
$$v = \frac{1216.97}{35 \times 40 \times 2.5} = 0.34 \leq 0.30 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

la Vérification de l'effort normal réduit ne sont pas vérifiés, Donc on redimensionner la section des poteaux : (40×45)

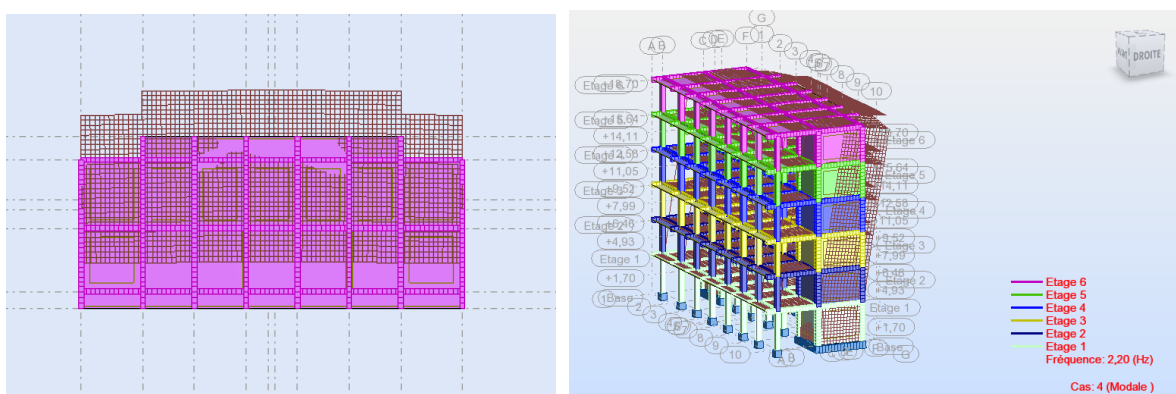
$$v = \frac{1274.10}{45 \times 40 \times 2.5} = 0.28 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.7.2.2. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Mode 1 : (mode de translation selon l'axe X)



Mode 2 : (mode de translation selon l'axe Y)



Mode 3 : (mode de torsion selon l'axe Z)

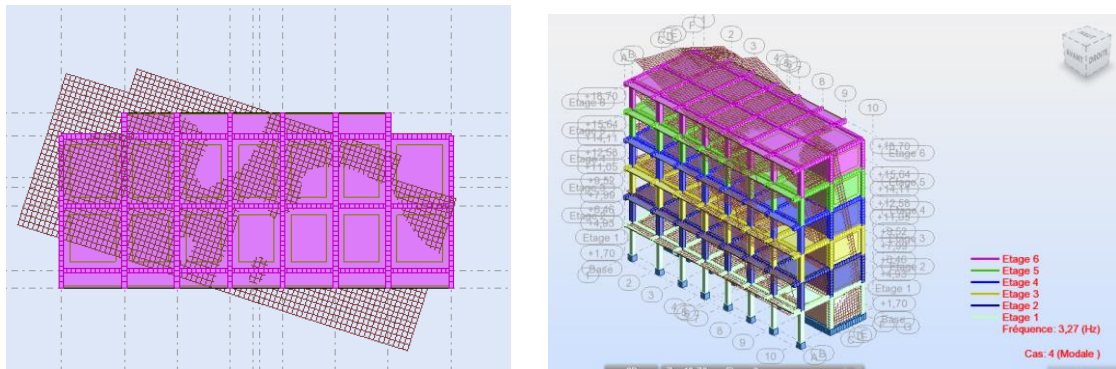


Tableau IV. 10: Comportement des trois premiers modes

Mod eN°	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Comportement
1	1,99	0,50	61.68	0,00	0,0	Translation suivant l'axe X
2	2,20	0,45	0,00	72.15	0,0	Translation suivant l'axe Y
3	3.27	0,31	10.58	0.00	0,0	Rotation autour de l'axe Z

IV.7.2.3. Vérification de la participation massique :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,2 \text{ sec}$

Où : N :est le nombre de niveaux au-dessus du sol et la période du mode K.

(RPA99/Version2003 Art 4.3.4) :

Tableau IV. 11: Vérification de la participation massique

ModeN°	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1.99	0,50	61.68	0,00	0,0
2	2.20	0,45	61.68	72.15	0,0
3	3.27	0,31	72.25	72,15	0,0
4	6.96	0,15	72.26	89.08	0,0
5	7.80	0,13	89.28	89.08	0,0
6	8.98	0,11	89.28	91.32	0,0
7	10.91	0,09	89.28	92.58	0,2
8	11.62	0,09	89.28	92.58	45.10
9	11.80	0.08	91.06	92.58	45.39

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 9 ème mode dans les deux directions

IV.7.2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99/Version2003 Art 4.3.6)

Donc, il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 0,8$

Calcul de la force sismique totale V : (RPA99/Version2003Art4.2.3)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales X, Y selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen ;

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 3,5$

Q : facteur de qualité. $Q_x = 1,2$; $Q_y = 1,25$

W : poids total de la structure.

Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le 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).

Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure : (RPA99/V2003 Art 4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Par la formule empirique :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 de RPA99/Version 2003).

$$T_{\text{empirique}} = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 18.70 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 de RPA 99/V2003** :

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé (**Cas n° 4**), ce qui donne :

$$C_T = 0,05$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\Rightarrow D_x = 22.90 \text{ m}$$

$$D_y = 10.30 \text{ m}$$

$$C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 18.70^{3/4} = 0,44 \text{ s}$$

$$\frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 18.70}{\sqrt{22.90}} = 0,36 \text{ s}$$

$$\frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 18.70}{\sqrt{10.30}} = 0,52 \text{ s}$$

Donc:

$$T_{x \text{ empirique}} = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} \right\} = \text{Min} \{ 0,44 \text{ s} ; 0,36 \text{ s} \} = 0,36 \text{ s}$$

$$T_{x \text{ empirique}} = \mathbf{0,36 \text{ s}}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} \right\} = \text{Min} \{ 0,44 \text{ s} ; 0,52 \text{ s} \} = 0,44 \text{ s}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \mathbf{0,44 \text{ s}}$$

Par la méthode analytique (analyse modale) :

$$T_{x \text{ analytique}} = \mathbf{0,50 \text{ s}}$$

$$T_{y \text{ analytique}} = \mathbf{0,45 \text{ s}}$$

Les valeurs de T calculés à partir des méthodes numériques (analytique) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

- **Suivant X**

$$T_{x \text{ empirique}} = \mathbf{0,36 \text{ sec}}$$

$$T_{x \text{ analytique}} = \mathbf{0,50 \text{ sec}}$$

$$1,3 T_{x \text{ empirique}} = \mathbf{0,47 \text{ sec}}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{1,3 T_{x \text{ empirique}} < T_{x \text{ analytique}} \quad T_x = 1,3 T_{x \text{ empirique}} = \mathbf{0,47 \text{ s}}$$

- **Suivant Y**

$$T_{y \text{ empirique}} = \mathbf{0,44 \text{ sec}}$$

$$T_{y \text{ analytique}} = \mathbf{0,45 \text{ sec}}$$

$$1,3 T_{y \text{ empirique}} = \mathbf{0,57 \text{ sec}}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{1,3 T_{y \text{ empirique}} < T_{y \text{ analytique}} \quad T_y = 1,3 T_{y \text{ empirique}} = \mathbf{0,57 \text{ s}}$$

Calculer le Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$\mathbf{\text{Suivant X :}} \text{ on a } 0 \leq T_x = 0,47 \text{ s} \leq T_2 = 0,50 \text{ sec} \quad \text{et } \eta = 0,76$$

$$\mathbf{D_x = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,76 = 1,9}$$

Suivant Y : on a $T_2 = 0,50 \text{ s} \leq T_y = 0,57 \text{ s} \leq 3 \text{ sec}$ et $\eta = 0,76$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2 / 2)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 (0,50 / 0,57)^{2/3} = 1.74$$

Poids total de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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**.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 0.20$

À l'aide d'Autodesk robot Analysis professionnelle 2021, le poids total de la structure :

$$W = 24961.13 \text{ KN}$$

Tableau IV. 12: Résumé des résultats

Paramètres	A	R	Q _x	Q _y	D _x	D _y	W
Valeur	0,15	3,5	1,2	1,25	1,91	1,74	24961.13KN

Donc les calculs seront donnés :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,91 \times 1,2 \times 24961.13}{3,5} = 2439.06 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,25 \times 24961.13}{3,5} = 2326.73 \text{ KN}$$

À l'aide d'Autodesk robot Analysis professionnelle 2014, La force sismique à la base V_T :

$$V_{tx} = 2619.23 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 3105.59 \text{ KN}$$

Tableau IV. 13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	V _t (KN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Sens X	2439.06	2619.23	1.07	Vérifie
Sens-Y	2326.73	3105.59	1.33	Vérifie

IV.7.2.5. Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99/Version2003 Art 4.4.1)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Il faut vérifier que :
$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Le moment de renversement :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^n M_{rxi} = \sum_{i=1}^n F_{iy} \cdot h_i$$

$$M_{Ry} = \sum_{i=1}^n M_{ryi} = \sum_{i=1}^n F_{ix} \cdot h_i$$

Avec;

F_{ix} et F_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y ;

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment stabilisant :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n W_i \cdot Y_{Gi}$$

$$M_{Sy} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n W_i \cdot X_{Gi}$$

Avec;

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure ;

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

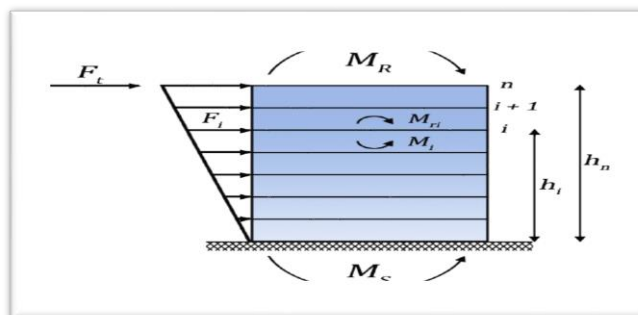


Fig IV.11- Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Tableau IV. 14: Distribution de la résultante des forces sismiques

Étage	V_x	V_y
RDC	2619.2	3105.68
1	2512.09	2978.94
2	2276.16	2710.04
3	1935.16	2305.74
4	1476.15	1736.29
5	828.29	952.38

Tableau IV. 15: Moment de renversement suivant les deux directions X et Y

Étage	h _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	M _{Rxi} (KN.m)	M _{Ryi} (KN.m)
RDC	3.40	828.29	952.38	2816.86	3238.03
1	6.46	1476.15	1736.29	9535.23	11216.43
2	9.52	1935.16	2305.74	18422.72	21950.64
3	12.58	2276.16	2710.04	28634.09	34092.30
4	15.64	2512.09	2978.94	39289.09	46590.62
5	18.70	2619.20	3105.68	48979.04	58076.11
$M_R = \sum_{i=1}^n M_{Ri}$				147677.03	175164.3

Tableau IV. 16: Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y

Étage	h _i (m)	W _i (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{sxi} (KN.m)	M _{syi} (KN.m)
RDC	3.40	24961.13	11.45	5.12	285804.34	127801.14
1	6.46	24961.13	11.45	5.12	285804.34	127801.14
2	9.52	24961.13	11.45	5.12	285804.34	127801.14
3	12.58	24961.13	11.45	5.12	285804.34	127801.14
4	15.64	24961.13	11.45	5.12	285804.34	127801.14
5	18.70	24961.13	11.45	5.12	285804.34	127801.14
$M_S = \sum_{i=1}^n M_{Si}$					1714829.63	766806.83

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau IV. 17: Vérification de la stabilité au renversement

	M _S KN.m)	M _R (KN.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$
Autour de X	1714829.63	147677.03	11.61	Oui
Autour de Y	766806.83	175164.3	4.37	Oui

IV.7.2.6. Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA99/Version2003 Art 4.4.3})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces séismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon le (RPA99/Version2003 Art 5.10), Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage "k".

Les résultats de la vérification sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 18: Vérification des déplacements inter-étage suivant X

Étage	δ_k (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$
RDC	0.0038	0.0038	0.034	Vérifié
1	0.0102	0.0063	0.0306	Vérifié
2	0.0180	0.0078	0.0306	Vérifié
3	0.0264	0,0085	0.0306	Vérifié
4	0.0349	0,0085	0.0306	Vérifié
5	0.0429	0,0080	0.0306	Vérifié

Tableau IV. 19: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Étage	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$
RDC	0.0042	0.0042	0.034	Vérifié
1	0.0106	0,0064	0.0306	Vérifié
2	0.0183	0,0077	0.0306	Vérifié
3	0.0266	0,0082	0.0306	Vérifié
4	0.0349	0,0083	0.0306	Vérifié
5	0.0424	0,0074	0.0306	Vérifié

IV.7.2.7. Vérification des déplacements en tête :

$$\delta_{limite} = \frac{\text{Hauteur de bâtiment}}{250} = \frac{18.70}{250} = 0,0748 \text{ m}$$

Tableau IV. 20: Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

	$\delta_k(\text{m})$	$\delta_{limite}(\text{m})$	$\delta_k \leq \delta_{limite}$
Sens X	0.0429	0.0748	Vérifié
Sens-Y	0.0424	0.0748	Vérifié

IV.7.8. Justification vis à vis de l'effet P-Δ : (RPA99/Version2003 Art 5.9) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\phi = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

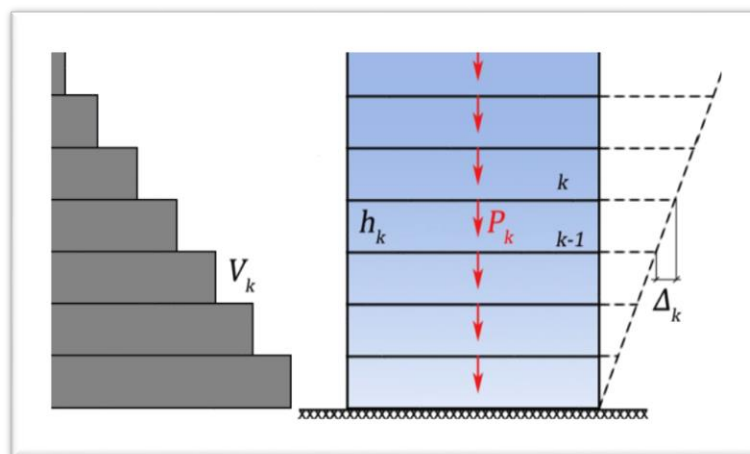


Fig IV.12- L'effet P-Δ

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : hauteur de l'étage k

Si $0,10 < \Delta_k \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1- \Delta_k)$.

Si $\Delta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les détails de calcul du coefficient Θ sont présentés dans les tableaux suivants :

Suivant X :

Tableau IV. 21: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X

Étage	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	Θ
RDC	24961.13	16567.97	0,0038	2619.2	3.4	$7.06 \cdot 10^{-5}$
1	24961.13	13615.93	0,0063	2512.09	3.06	0.000111
2	24961.13	10865.83	0,0078	2276.16	3.06	0,00012
3	24961.13	8115.73	0,0085	1935.16	3.06	0,00011
4	24961.13	5365.63	0,0085	1476.15	3.06	0.00010
5	24961.13	2610.35	0,0080	828.29	3.06	0,00009

Suivant Y :

Tableau IV. 22: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y

Étage	W_i (T)	P_k (T)	Δ_k (cm)	V_k (T)	h_k (m)	Θ
RDC	24961.13	16567.97	0,0042	3105.68	3.4	$6.58 \cdot 10^{-5}$
1	24961.13	13615.93	0,0064	2978.94	3.06	$9.55 \cdot 10^{-5}$
2	24961.13	10865.83	0,0077	2710.04	3.06	0.000100
3	24961.13	8115.73	0,0084	2305.74	3.06	$9.66 \cdot 10^{-5}$
4	24961.13	5365.63	0,0083	1736.29	3.06	$08.38 \cdot 10^{-5}$
5	24961.13	2610.35	0,0074	352.38	3.06	$7.35 \cdot 10^{-5}$

On a : $\Theta_i < 0,1$ pour chaque niveau k et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet

P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.8. CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV. 23: Dimensions finales des poutres

Élément	Section (cm ²)
Poutre principale	30 × 40
Poutre secondaire	30 × 35

Tableau IV. 24: Dimensions finales des poteaux

Élément	Section (cm ²)
RDC et 5 ^{ème} étage	40 × 45

Chapitre **V**

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des portiques (poteaux, poutres) et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les objectifs du ferrailage sont 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.

- Les poutres sont ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux sont ferrillés en flexion composée.
- Les voiles sont ferrillées en flexion composée.

V.2. Hypothèse :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau :

Tableau V. 1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bc}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

Les combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Tableau V. 2: Combinaisons des charges.

Selon BAEL	Selon le RPA 99/2003
ELU : 1.35 G +1.5 Q	G+Q ± E
ELS : G+Q	0.8G ± E

Rôle des poutres en béton armé :

Transmission des charges verticales résultant du poids des éléments constituant la structure (mure, plancher, escalier ...) ainsi que les structures d'exploitation des différents de construction.

V.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires assurent le chaînage.
- Les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT. V.2016.

V.3.1. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal d'après C.B.A93 (condition de non fragilité) :

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pourcentage des aciers d'après (Art 7.5.2.1 RPA99)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. → $[A_{\min} = 0,5\% (b \times h)]$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

La longueur minimale des recouvrements est de : $40\varnothing$ en zone II d'après le RPA.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué crochets à 90°.

V.3.2. Les armatures transversales :

Vérification de RPA99/2003(Art 7.5.2.2p70)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales sont déterminés

Comme suit :

-Dans la zone modale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de } \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right).$$

-Dans la zone courante : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du un d'appui ou de l'encastrement.

Vérification de la contrainte

Les règles C.B.A(A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme état :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right\}$$

Disposition constructives :

L'article (A.5.1.2.2) de C.B.A nous donne :

Espacement S_t des cours d'armatures transversales : $S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$

Section minimale A_t des cours d'armatures transversales : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa}$

Vérification de la flèche :

D'après l'article B6.5.1 de C.B.A on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment isostatique minimal.

b : Largeur de la poutre.

d : Hauteur utile.

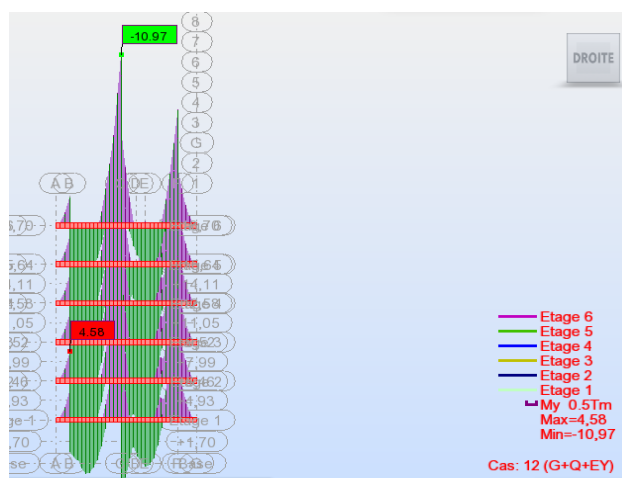
A : Section d'armature.

V.3.3. Poutre principale (30 × 40) cm² :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014.

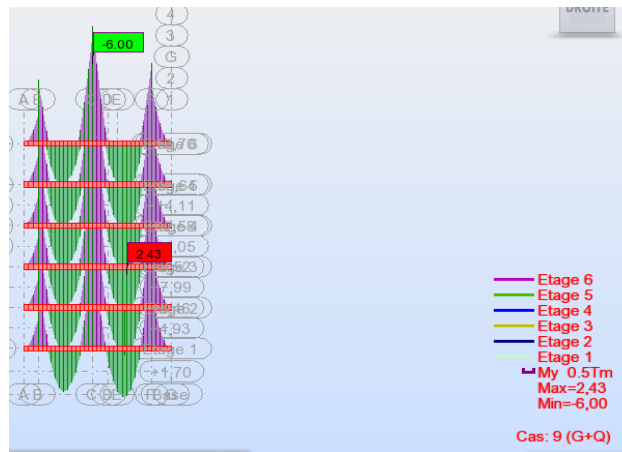
Tableau V. 3: Récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants.

Section	Position	M_u (t.m)	M_{ser} (t.m)	M_{acc} (t.m)
Poutre Principale (30×40) cm ²	En travée	3.34	2.43	4.58
	Sur appuis	-8.24	-6.00	-10.97



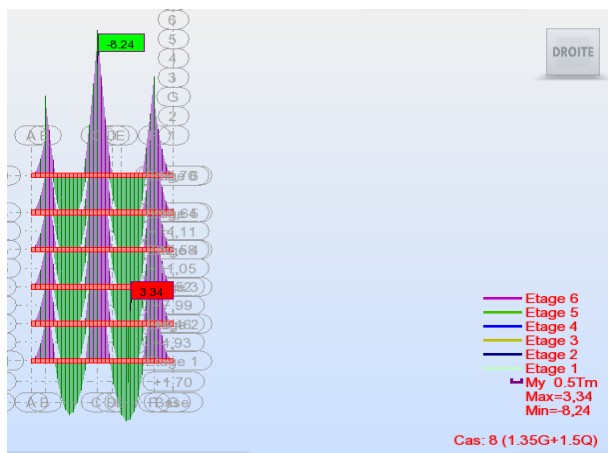
FigV.1-Diagrammes des moments fléchissant

My à L'ELA



FigV.2-Diagrammes des moments fléchissant

My à L'ELS



FigV.3-Diagrammes des moments fléchissant

My à L'ELU

V.3.3.1. Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,36\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

ELU :

En travées :

$$M_u = 3,34 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,34 \times 10^{-2}}{0,3(0,36)^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_{s'} = 0 \text{)}$$

$$\mu = 0,060 < 0,186 \Rightarrow \text{L'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,060)}) = 0,077$$

$$\alpha = 0.077$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0.077 \times 30 \times 36 \times \frac{14,2}{348}$$

$$A_s = 2.71 \times 10^{-4} m^2 = 2.71 cm^2$$

En appui:

$$M_u = -8.24 t.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.24 \times 10^{-2}}{0,3(0.36)^2 \times 14,2} = 0.149 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0)$$

$$\mu = 0.149 < 0,186 \Rightarrow \text{L'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,149)}) = 0,202$$

$$\alpha = 0,202$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0.202 \times 36 \times 30 \times \frac{14,2}{384}$$

$$A_s = 7.10 \times 10^{-4} m^2 = 7.10 cm^2$$

ELA :

En travées :

$$M_{acc} = 4.58 t.m$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.58 \times 10^{-2}}{0,3(0.36)^2 \times 18,48} = 0,063 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0)$$

$$\mu = 0.063 < 0,186 \Rightarrow \text{L'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.063)}) = 0.081$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0.081 \times 36 \times 30 \times \frac{18.48}{400}$$

$$A_s = 3.23 \times 10^{-4} m^2 = 3.23 cm^2$$

En appui:

$$M_{acc} = -10.97 t.m$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.97 \times 10^{-2}}{0,3(0.36)^2 \times 18,48} = 0.152 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0)$$

$$\mu = 0.152 < 0,186 \Rightarrow \text{L'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,152)}) = 0,207$$

$$A_s = 0,8 \alpha \cdot b \cdot d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0,207 \times 36 \times 30 \times \frac{18,48}{400}$$

$$A_s = 2,26 \times 10^{-4} m^2 = 8,26 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s \text{ travée}} = \text{Max} (2,71 \text{ cm}^2 ; 3,23 \text{ cm}^2) = 3,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \text{Max} (7,10 \text{ cm}^2 ; 8,26 \text{ cm}^2) = 8,26 \text{ cm}^2$$

V.3.3.2. La vérification de la poutre principale :

Condition de non fragilité (Selon CBA Art A.4.2):

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

Sur travée et appuis :

On a :

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times 0,3 \times 0,9 \times 0,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$$A_s = 3,23 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

En Appuis :

$$A_s = 8,26 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Donc le choix :

$$\text{Travée : } 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } 6 \text{ HA } 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Vérifications des armatures longitudinales selon le (RPA99/V2003 Art 7.5.2.1) :

→ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en tout section.

$$A_{\text{min}} = 0,5\% (b \times h)$$

$$A_{\text{min}} = 0,005 (30 \times 40)$$

$$A_{\text{min}} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ HA } 14 + 6 \text{ HA } 14 = 4,62 + 9,24 = 13,86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,86 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

→ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante (Travée) :

$$A_{max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 0.04 (30 \times 40)$$

$$A_{max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ HA } 14 + 6 \text{ HA } 14 = 4,62 + 9,24 = 13,86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,86 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 0,06 (30 \times 40)$$

$$A_{max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 6 \text{ HA } 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{Travée : } A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{Appui } A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

→ La longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing ; \text{ en zone II}$$

$$L_r = 40 \times 14 = 560 \text{ mm} = 56 \text{ cm}$$

V.3.3.3. Vérification à ELS :

En travée :

Le centre de gravité :

$$Y = \frac{15 \cdot A_s}{b} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5 \cdot A_s^2}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = \frac{15 \times 4,62 \times 10^{-4}}{0,3} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0,3 \times 0,9 \times 0,4 \times 4,62 \times 10^{-4}}{7,5 \times (4,62 \times 10^{-4})^2}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0,0231 \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0,0000499}{0,0000016}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0,106 \text{ m}^2$$

Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,106^3}{3} + 15 [4,62 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,4 - 0,106)^2] = 0,000119102 + 0,00044104$$

$$I = 5,60 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul de coefficient angulaire K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2.43 \times 10^{-2}}{5,60 \times 10^{-4}} = \frac{0.0278}{0,000560} = 43.39 \text{ Mpa/m}$$

Vérification des contraintes :**Pour le béton :**

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = KY = 43.39 \times 0,106$$

$$\sigma_{bc} = 4.59 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.59 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

En appuis :

Le centre de gravité :

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

$$Y = \frac{15 \times 9.24 \times 10^{-4}}{0,3} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0,3 \times 0,9 \times 0,4 \times 9.24 \times 10^{-4}}{7,5 \times (9.24 \times 10^{-4})^2}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0,0462 \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0.000099792}{0.00000640332}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0.142 \text{ cm}^2$$

Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[As (d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,142^3}{3} + 15 (9.24 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,4 - 0,142)^2) = 0,00028632 + 0,00065868$$

$$I = 9.45 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul de coefficient angulaire K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.00 \times 10^{-2}}{9.45 \times 10^{-4}} = 63.49 \text{ Mpa/m}$$

Vérification des contraintes :**Pour le béton :**

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = KY = 63.49 \times 0,142$$

$$\sigma_{bc} = 9.01 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

Vérification de la condition de cisaillement(CBA93) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times b \times d} = \frac{9,14 \times 10^{-2}}{0,3 \times 0,9 \times 0,40} = 0.109 \text{ MPa}$$

Fissuration est peut préjudiciable

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.109 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche (CBA 93Art):

Il n'est pas nécessaire de procéder du calcul de la flèche si les poutres considérées répondent des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \left(\frac{A_{\text{travée}}}{b.d} \right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e} \right) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{travée}}^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$) on prend $K=0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow (0,1 > 0,0625) \quad \text{CV}$$

$$\left(\frac{A_{\text{travée}}}{b.d} \right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{4,62}{30 \times 0,9 \times 40} \leq \left(\frac{4,2}{400} \right) \right) \Rightarrow (0,0043 < 0,0105) \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{travée}}^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{40}{400} \geq \frac{2,43}{10(9,55)} \Rightarrow 0,1 > 0,029 \text{ CV}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

V.3.3.4. Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures est donné par l'inéquation suivante :

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

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(1,4 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1,4 ; 1,14 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t \leq 11,4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Disposition constructives :

Espacement des cours d'armatures transversales :

D'après BAEL.91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 10\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \text{min} \left\{ \frac{40}{4}; 10 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t \leq \text{min} \{ 10; 14; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter: } 4\text{HA } 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

La longueur de la zone nodale d'après le RPA99/V2003 :

$$L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91, l'espacement doit vérifier :

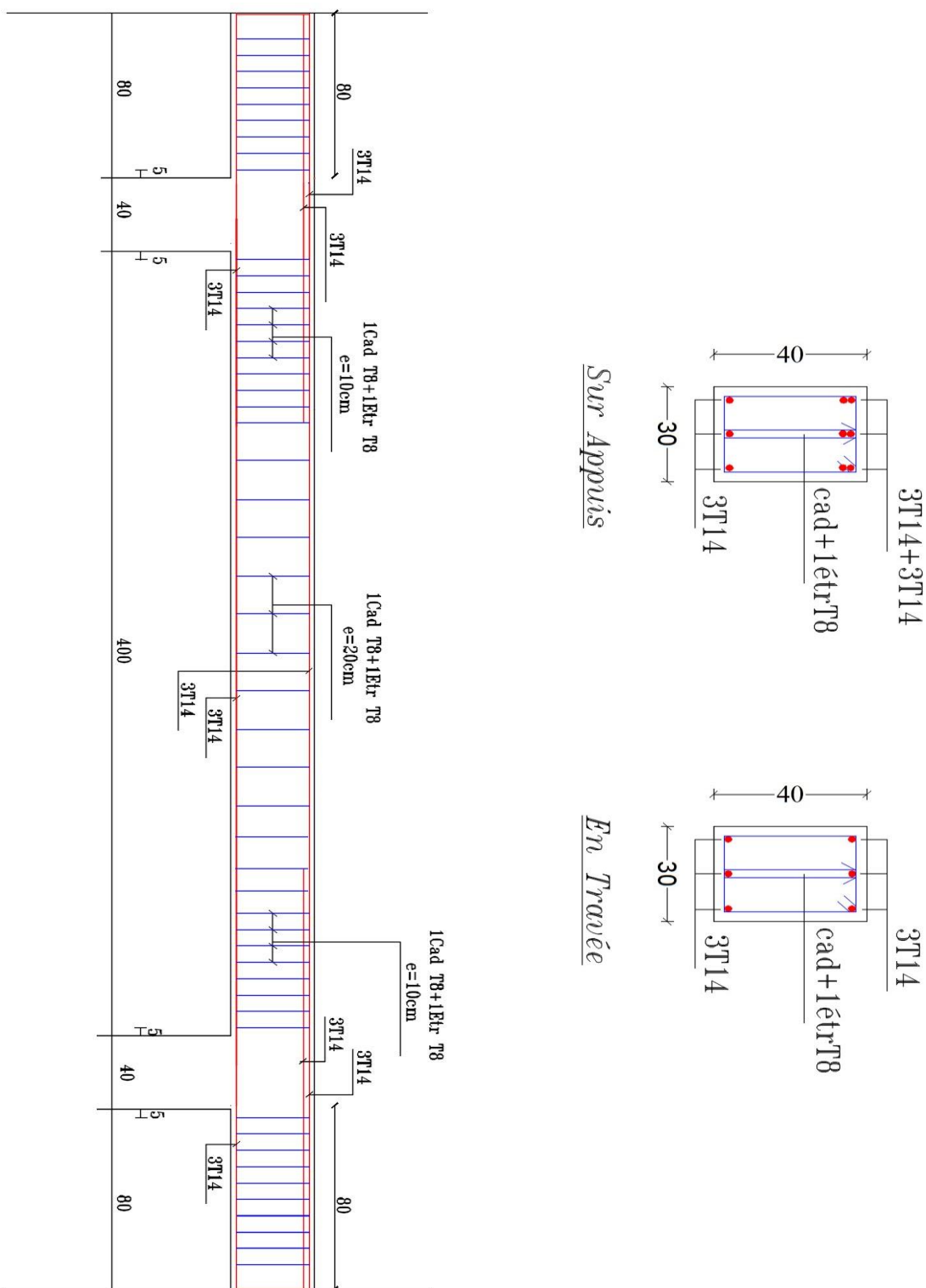
$$s_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq \text{min} (0,9 \times 0,9 \times 40; 40 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \text{Min} (32,4; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 32,4 \text{ cm}$$

Le Premier cadre doit être placé à 5 cm du nus d'appuis ou d'encastrement

V.3.3.4. Schéma des ferrillages :



FigV.4- Schéma des ferrillages des poutres principales

V-3-4 Poutre Secondaire (30 × 40) cm² :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014

Tableau V. 4: Récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants.

Section	Position	M_u (t.m)	M_{ser} (t.m)	M_{acc} (t.m)
Poutre Principale (30×40) cm ²	En travée	1.39	1.0	7.05
	Sur appuis	-3.11	-2.27	-8.81

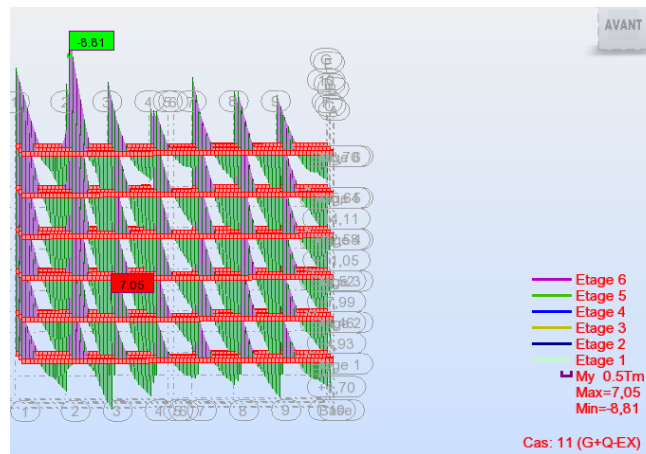


Fig V. 5-Diagrammes des moments fléchissant

My à L'ELA

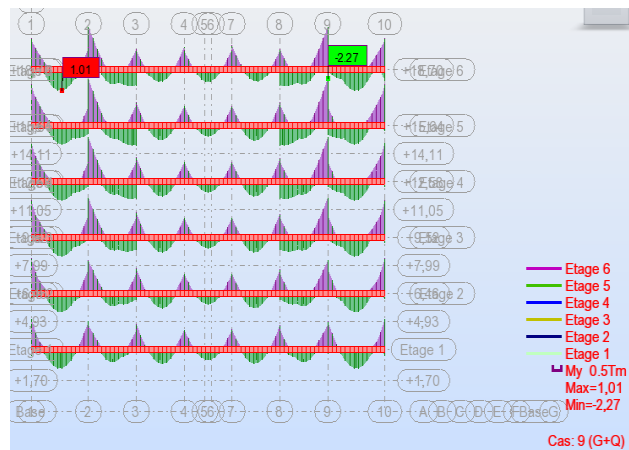


Fig V.6-Diagrammes des moments fléchissant

My à L'ELS

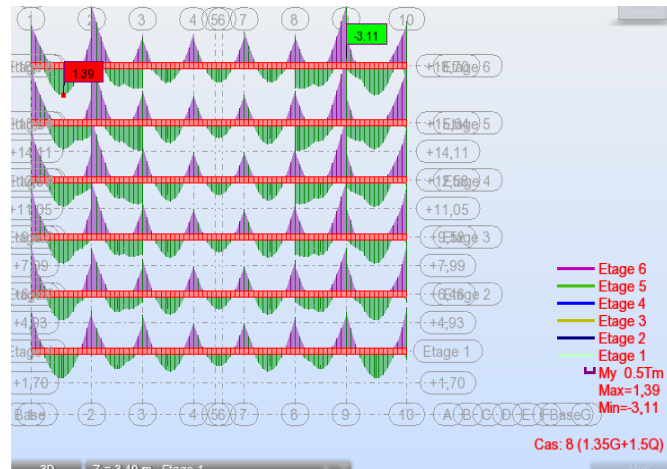


Fig V.7- Diagrammes des moments fléchissant

My à L'ELU

V.3.4.1. Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,35 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,315\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

ELU :

En travées :

$$M_u = 1.39 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.39 \times 10^{-2}}{0,3(0.315)^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0 \text{)}$$

$$\mu = 0.032 < 0,186 \Rightarrow \text{L'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.032)}) = 0.077$$

$$\alpha = 0.042$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.8 \times 0.042 \times 30 \times 31.5 \times \frac{14,2}{348}$$

$$A_s = 1.29 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.29 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$M_u = -3.11 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.11 \times 10^{-2}}{0,3(0.315)^2 \times 14,2} = 0,073 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0 \text{)}$$

$$\mu = 0.073 < 0,186 \Rightarrow \text{L'état limite ultime atteint le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,073)}) = 0,094$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0,094 \times 31,5 \times 30 \times \frac{14,2}{348}$$

$$A_s = 2,90 \times 10^{-4} m^2 = 2,90 \text{ cm}^2$$

ELA :

En travées :

$$M_{acc} = 7,05 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,05 \times 10^{-2}}{0,3(0,351)^2 \times 18,48} = 0,128 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0 \text{)}$$

$\mu = 0,128 < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime atteint le pivot A

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,128)}) = 0,171$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0,171 \times 31,5 \times 30 \times \frac{18,48}{400}$$

$$A_s = 5,97 \times 10^{-4} m^2 = 5,97 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$M_{acc} = -8,81 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,81 \times 10^{-2}}{0,3(0,351)^2 \times 18,48} = 0,160 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (} A_s' = 0 \text{)}$$

$\mu = 0,160 < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime atteint le pivot A

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,160)}) = 0,219$$

$$A_s = 0,8 \alpha . b . d . \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,8 \times 0,219 \times 31,5 \times 30 \times \frac{18,48}{400}$$

$$A_s = 7,74 \times 10^{-4} m^2 = 7,74 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s \text{ travée}} = \text{Max} (1,29 \text{ cm}^2 ; 5,97 \text{ cm}^2) = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \text{Max} (2,90 \text{ cm}^2 ; 7,64 \text{ cm}^2) = 7,64 \text{ cm}^2$$

V.3.4.2. La vérification de la poutre principale :

Condition de non fragilité (Selon CBA Art A.4.2):

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

Sur travée et appuis :

On a :

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times 0,3 \times 0,9 \times 0,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$$A_s = 5,97 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

En Appuis :

$$A_s = 7,64 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Donc le choix :

$$\text{Travée : } 3 \text{ HA } 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } 3 \text{ HA } 14 + 2 \text{ HA } 14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

Vérifications des armatures longitudinales selon le(RPA99/V2003 Art 7.5.2.1) :

→ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en tout section.

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,005 (30 \times 40)$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ HA } 16 + 3 \text{ HA } 14 + 2 \text{ HA } 14 = 6,03 + 7,70 = 13,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,73 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

→ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante(Travée) :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 0,04 (30 \times 40)$$

$$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ HA } 16 + 3 \text{ HA } 14 + 2 \text{ HA } 14 = 6,03 + 7,70 = 13,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,73 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.}$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 0,06 (30 \times 40)$$

$$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3 \text{ HA } 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ appui} = 3HA 14 + 2 HA 14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{Travée : } A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_s = 6.03 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{Appui : } A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

→ La longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing ; \text{ en zone II}$$

$$L_r = 40 \times 14 = 560 \text{ mm} = 56 \text{ cm}$$

V.3.4.3. Vérification à E.L.S :

En travée :

Le centre de gravité :

$$Y = \frac{15 \cdot A_s}{b} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5 \cdot A_s^2}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = \frac{15 \times 6.16 \times 10^{-4}}{0,3} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0,3 \times 0,9 \times 0,35 \times 6.16 \times 10^{-4}}{7,5 \times (6.16 \times 10^{-4})^2}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0,0308 \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0.00005821}{0.0000028}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0.112 \text{ m}$$

Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,112^3}{3} + 15 [6.16 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,35 - 0,112)^2] = 0.00014049 + 0.00038077$$

$$I = 5.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Calcul de coefficient angulaire K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1.01 \times 10^{-2}}{5,21 \times 10^{-4}} = 19.38 \text{ Mpa/m}$$

Vérification des contraintes :

Pour le béton :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = KY = 19.38 \times 0,112$$

$$\sigma_{bc} = 2.17 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

En appuis :

Le centre de gravité :

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

$$Y = \frac{15 \times 7.70 \times 10^{-4}}{0,3} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0,3 \times 0,9 \times 0,35 \times 7.70 \times 10^{-4}}{7,5 \times (7.70 \times 10^{-4})^2}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0,0385 \left[\sqrt{\left(1 + \frac{0,000072765}{0,00000444675}\right)} - 1 \right]$$

$$Y = 0,121 \text{ cm}^2$$

Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[A_s (d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,121^3}{3} + 15[7.70 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,35 - 0,121)^2] = 0,000117156 + 0,00099833$$

$$I = 11,15 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul de coefficient angulaire K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2,27 \times 10^{-2}}{11,15 \times 10^{-4}} = 20,35 \text{ Mpa/m}$$

Vérification des contraintes :

Pour le béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = KY = 20,35 \times 0,121$$

$$\sigma_{bc} = 2,46 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,46 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

Vérification de la condition de cisaillement(CBA93) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times b \times d} = \frac{4,65 \times 10^{-2}}{0,3 \times 0,9 \times 0,35} = 0,492 \text{ MPa}$$

Fissuration est peut préjudiciable

$$\text{Donc : } \overline{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,492 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la flèche (CBA 93Art):

Il n'est pas nécessaire de procéder du calcul de la flèche si les poutres considérées répondent des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \left(\frac{A_{stravée}}{b.d} \right) \leq \left(\frac{4,2}{fe} \right) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_0^{ser}} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$) on prend $K=0,8$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow (0,1 > 0,0625) \quad CV$$

$$\left(\frac{A_{stravée}}{b.d} \right) \leq \left(\frac{4,2}{fe} \right) \Rightarrow \left(\frac{6.16}{30 \times 0,9 \times 40} \leq \left(\frac{4,2}{400} \right) \Rightarrow (0,0043 < 0,0105) \quad CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{travée}^{ser}}{10 M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{40}{400} \geq \frac{21.01}{10(9,55)} \Rightarrow 0,1 > 0,029 \quad CV$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

V.3.4.4. Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures est donné par l'inéquation suivante :

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

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(1,6 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1,4 ; 1,14 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t \leq 11,4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Disposition constructives :

Espacement des cours d'armatures transversales :

D'après BAEL.91 :

L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 10\phi_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4} ; 10 \times 1,6 ; 30 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 10 ; 16 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 20 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

On adopter: 4HA 8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

La longueur de la zone nodale d'après le RPA99/V2003 :

$$L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91, l'espacement doit vérifier :

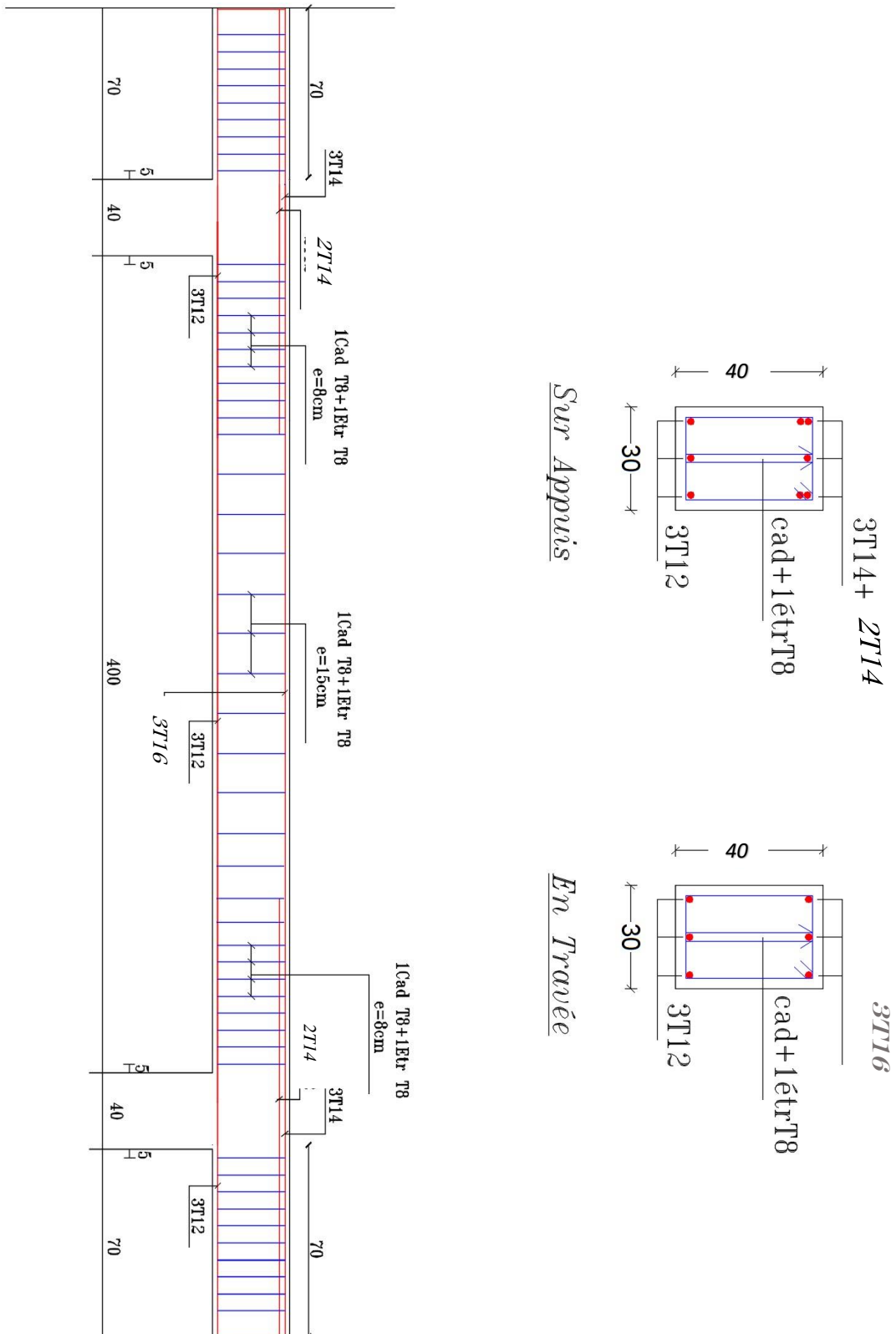
$$s_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq \text{min} (0,9 \times 0,9 \times 40 ; 40\text{cm})$$

$$s_t \leq \text{Min} (32,4 ; 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 32,4 \text{ cm}$$

Le Premier cadre doit être place à 5 cm du nus d'appuis ou d'encastrement.

V.3.4.5. Ferrailage des poutres secondaires :



FigV.8- Schéma des ferrillages des poutres secondaire

V.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, donc le calcul se fait à la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, et les prescriptions du l’RPA99.

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour les combinaisons d’actions suivantes :

ELU

ELS

G+Q+E

G+Q-E

0,8G+E

0,8G-E

Rôle des poteaux en béton armé :

Supporter les charges verticales (effort de compression) :

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutre pour reprendre les efforts horizontaux ;

Effet des efforts sismique ;

Effet de dissymétrie les charge ;

Effet du vent ;

Sollicitations à considérer :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du (**Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2016**) La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’efforts internes :

$$N_{max} \Rightarrow M_{correspondant} \Rightarrow A_1$$

$$N_{min} \Rightarrow M_{correspondant} \Rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max(A_1; A_2; A_3)$$

$$M_{max} \Rightarrow N_{correspondant} \Rightarrow A_3$$

Avec :

N_{max} : Effort normal maximum.

N_{min} : Effort normal minimum.

M_{max} : Moment maximum.

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants:

Section partiellement comprimée (SPC):

Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Si l'effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieure de la section et $e > \frac{h}{6}$

Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est dite entièrement comprimé si le centre de pression est à l'intérieure du noyau central

$e < \frac{h}{6}$ de la section total rendue homogène.

Section entièrement tendue (SET) :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

V.4.1. Recommandations :**Selon RPA99 ver 2003 :****Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1 p 65) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II.

Leur pourcentage maximal sera de

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de: 40φ en zone I et II.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone II.

La hauteur de la zone nodale : $h_e = \max (h_e/6 ; b_1 ; 60\text{cm})$

Les armatures transversales : (RPA99.ver.03.Art:7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_e : 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 effort tranchant

il est pris égal à : $\begin{cases} \rho a = 2,5 & Si : \lambda_g \geq 5 \\ \rho a = 3,75 & Si : \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$$\lambda_g : \lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

S_t : Est l'espace des armatures transversales

La zone nodale : $S_t \leq \min (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales poteau.

La quantité d'armature transversale minimal $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en % est comme suite :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\% & Si : \lambda_g \geq 5 \\ \frac{A_t}{S_t \times b} = 0,8\% & Si : \lambda_g \geq 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les deux cas : $3 < \lambda_g < 5$

BAEL 91 :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.35 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

$$e_1 : \text{Excentricité dite de premier ordre} : e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000h} \times (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right)$$

ϕ : Généralement égale à 2.

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7 l_0$

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

Le Coefficient de remplissage : $\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}}$

V.4.2. Ferrailage des poteaux (40 x 45) :**V.4.2.1. Armatures longitudinales :**

ELU :

Cas 1 :

$$N_{\max} = 120.92 \text{ T} \quad \rightarrow M_{\text{corresp}} = 3.35 \text{ T.m} \quad \rightarrow M_{\text{ser}} = 2.44 \text{ T.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.35}{120.92} = 0.0277$$

$$\emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3,06 \text{ m} \quad ;$$

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{3.35}{1.5 \times 2.44} \right) = 0.84$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 0,45} (2 + 2 \times 0.84) = 0.011 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3,06 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,224 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0,0277 + 0,011 + 0,02 = 0.0587 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{120.92 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,40 \times 14,2} = 0.47 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,47}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,47})} = 0.14$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0.139 \times 0.45 = 0.062 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0.058 \text{ m} < e_{NC} = 0.062 \text{ m}$$

Donc; la section est entièrement comprimée et l'état-limite ultime n'est pas atteint ;

on place un pourcentage minimal d'armatures identique à celui des poteaux :

A = 4 cm² × le périmètre de la section, le taux d'armatures dans la section de béton (A/B)

devant être compris entre 0,2 et 5%

$$A_s \min \leq A_s \leq A_s \max$$

$$A_s \min = \text{Max} \{ 4u ; 0,2\% B \} = \text{Max} \{ 4 \times 2 \times (0.45 + 0.45) ; \frac{0,2}{100} \times 45 \times 45 \}$$

$$A_s \min = \text{Max} \{ 1.62 ; 4.05 \} = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s \max = 5\% B = \frac{5}{100} \times 45 \times 45 = 101.25 \text{ cm}^2$$

on prend $A_s = 4.05 \text{ cm}^2$

Cas 2 :

$$N_{\min} = 8.72 \text{ T} \quad \rightarrow M_{\text{corresp}} = 4.05 \text{ T.m} \quad \rightarrow M_{\text{ser}} = 2.09 \text{ T.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.05}{8.72} = 0.46 \text{ m}$$

$$\emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3,06 \text{ m} \quad ; \quad L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.05}{1.5 \times 2.09} \right) = 1$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 0,45} (2 + 1 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3,06 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,224 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.46 + 0,012 + 0,02 = 0.49 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{8.72 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,45 \times 14,2} = 0.034 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,034}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,034})} = 0.17$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0.16 \times 0.45 = 0.076 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0.49 \text{ m} > e_{NC} = 0.072 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 8.72 \times 10^{-2} \times \left(1.49 + (0.405) - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 0.058 \text{ MPA}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.058}{0,40 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0.062 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.026 < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.080$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,080 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,45) \times 14,2}{348} = 4.23 \text{ cm}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_{s \text{ réelle}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 4.20 \text{ cm}^2 > 0 \quad \text{La valeur est acceptée.}$$

Cas 2 :

$$M_{\max} = 4.04 \text{ T.m} \quad \rightarrow N_{\text{corresp}} = 10.58 \text{ T} \quad \rightarrow M_{\text{ser}} = 2.94 \text{ T.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.04}{10.58} = 0.38 \text{ m}$$

$$\emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3,06 \text{ m} \quad ; \quad L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.04}{1.5 \times 2.94} \right) = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 0,45} (2 + 0.83 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3,06 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,224 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.38 + 0,011 + 0,02 = 0.41 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{10.58 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,45 \times 14,2} = 0.031 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,031}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,031})} = 0.17$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0.17 \times 0.45 = 0.076 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0.41 \text{ m} > e_{NC} = 0.072 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 10.58 \times 10^{-2} \times \left(0.41 + (0.405) - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 0.0624 \text{ MPA}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.0624}{0,40 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0.0669 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0669 < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - (\sqrt{1 - 2\mu})) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0669}) = 0.0866$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,0866 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,45) \times 14,2}{348} = 4.57 \text{ cm}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_{s \text{ réelle}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 4.53 \text{ cm}^2 > 0 \quad \text{La valeur est acceptée.}$$

ELA :

Cas 1 :

$$N_{\max} = 124.07 \text{ T} \quad \rightarrow M_{\text{corresp}} = 7.88 \text{ T.m} \quad \rightarrow M_{\text{ser}} = 2.44 \text{ T.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.88}{124.07} = 0.063 \text{ m}$$

$$\emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3,06 \text{ m} \quad ;$$

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{7.88}{1.5 \times 2.44} \right) = 1$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,30} (2 + 1 \times 2) = 0,012 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3,06 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,224 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0.063 + 0,012 + 0,02 = 0,095 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{124.07 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,45 \times 18,48} = 0.372 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,372}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,372})} = 0.15$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0.15 \times 0.45 = 0.068 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0.095 \text{ m} > e_{NC} = 0.0685 \text{ m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

Calcul le moment fictif :

$$M_u \text{ fictif} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u \text{ fictif} = 124.07 \times 10^{-2} \left(0.095 + (0,9 \times 0,45) - \frac{0,45}{2} \right) = 34.11 \text{ MPA}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_u \text{ fictif}$:

$$\mu = \frac{M_u \text{ fictif}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{34.11 \times 10^{-2}}{0,45 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 18,48} = 0.229 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.276 > 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,229}) = 0.32$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,32 \times 0,45 \times (0,9 \times 0,45) \times 18,48}{400} = 21,55 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 21,55 \times 10^{-4} - = -9,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{ 1,8 \text{ cm}^2 ; 2,17 \text{ cm}^2 \} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

$$N_{\min} = 10,6 \text{ T} \quad \rightarrow \quad M_{\text{corresp}} = 3,41 \text{ T.m} \quad M_{\text{ser}} = 2,94 \text{ T.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,41}{10,6} = 0,32 \text{ m}$$

$$\emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3,06 \text{ m} \quad ; \quad L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{3,41}{1,5 \times 2,94} \right) = 1$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,45} (2 + 1 \times 2) = 0,012 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3,06 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,224 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0,32 + 0,012 + 0,02 = 0,352 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{10,60 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,45 \times 18,48} = 0,0318 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0318}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0318})} = 0,165$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,45 = 0,0743 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,352 \text{ m} > e_{NC} = 0,0743 \text{ m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

Calcul le moment fictif :

$$M_u \text{ fictif} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 10,60 \times \left(0,352 + \left(0,405 - \frac{0,45}{2} \right) \right) = 5,63 \text{ T.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_u \text{ fictif}$:

$$\mu = \frac{M_u \text{ fictif}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,63 \times 10^{-2}}{0,45 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 18,48} = 0,041 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\mu = 0,103 < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,041)}) = 0,052$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,136 \times 0,45 \times (0,9 \times 0,45) \times 18,48}{400} = 3,50 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,50 \text{ cm}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 3,50 \times 10^{-4} - \frac{10,60 \times 10^{-2}}{400} = 3,46 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,46 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

$$M_{\max} = 10,08 \text{ T.m} \quad \rightarrow \quad N_{\text{corresp}} = 8,70 \text{ T} \quad M_{\text{ser}} = 1,35 \text{ T.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10,08}{8,70} = 1,15 \text{ m}$$

$$\emptyset = 2 \quad ; \quad L = 3,06 \text{ m} \quad ; \quad L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{10,08}{1,5 \times 1,35} \right) = 1$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,45} (2 + 1 \times 2) = 0,012 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3,06 \times 10^2}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,224 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 1,15 + 0,012 + 0,02 = 1,18 \text{ m}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{8,70 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,45 \times 18,48} = 0,0261 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc; on détermine l'excentricité critique relative

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0261}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0261})} = 0,16$$

$$\text{on calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \times 0,45 = 0,074 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 1,18 \text{ m} > e_{NC} = 0,0748 \text{ m}$$

Donc ; la section est partiellement comprimée et l'état-limite ultime peut ne pas être atteint (efforts faibles).

Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 5,55 \times \left(1,18 + (0,405) - \frac{0,45}{2} \right) = 11,83 \text{ T.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,83 \times 10^{-2}}{0,45 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 18,48} = 0,0867 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0697 < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0867)}) = 0,011$$

$$A_{S \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,011 \times 0,45 \times (0,9 \times 0,45) \times 18,48}{400} = 0,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

la section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_S = A_{S \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,74 \times 10^{-4} - \frac{8,70 \times 10^{-2}}{400} = -1,43 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{ 1,8 \text{ cm}^2 ; 2,17 \text{ cm}^2 \} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux

Cas	Situation	N (T)	M (T.m)	Nature de la section	A _s (cm ²)
N _{max} → M _{corr}	Durable	120.92	3.35	Entièrement comprimée	4.05
M _{max} → N _{corr}		10.58	4.05	Partiellement comprimée	4.53
N _{min} → M _{corr}		8.72	4.05	Partiellement comprimée	4.20
N _{max} → M _{corr}	Accidentelle	124.07	7.88	Partiellement comprimée	2.17
M _{max} → N _{corr}		8.70	10.08	Partiellement comprimée	2.17
N _{min} → M _{corr}		10.60	3.41	Partiellement comprimée	3.46

V.4.2.2. Vérifications :

Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,45 \times (0,9 \times 0,45) \times 2,1}{400} = 2,20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,53 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

On adopte $A_s = 4 \text{ HA } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$

Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 99/V2003 (Art 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de 0,8% en zone IIa :

$$A_{\text{min RPA}} = 0,8\% \cdot b \cdot h = \frac{0,8}{100} \times 45 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\ total} = 6\ HA\ 16 + 2\ HA\ 14 = 15.14\ cm^2$$

$$A_S = 15.14\ cm^2 > A_{min} = 14.4\ cm^2 \dots\dots\dots CV$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

zone courante :

$$A_{max\ RPA} = 3\% b h = \frac{3}{100} \times 45 \times 40 = 54\ cm^2$$

$$A_{S\ total} = 6\ HA\ 16 + 2\ HA\ 14 = 15.14\ cm^2$$

$$A_S = 15.14\ cm^2 < A_{max} = 54\ cm^2 \dots\dots\dots CV$$

zone de recouvrement :

$$A_{max\ RPA} = 6\% b h = \frac{6}{100} \times 40 \times 45 = 108\ cm^2$$

$$A_{S\ total} (6\ HA\ 16 + 2\ HA\ 14) \times 2 = 30.28\ cm^2$$

$$A_S = 30.28\ cm^2 < A_{max\ RPA} = 108\ cm^2 \dots\dots\dots CV$$

- Le diamètre minimal : $\phi_{l\ min} \geq 12\ mm$

$$\phi_{l\ min} = 14\ mm > 12\ mm \dots\dots\dots CV$$

- La longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est de :

$$L_{recouvrement} = 40\phi = 40 \times 14 = 560\ mm$$

- La distance maximale entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Vérification de l'effort normal réduit de compression :

Selon le (RPA99/Version2003 Art 7.1.3.3) :

$$\text{On doit vérifier que : } v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Tableau V. 6: Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux	N_d	B	f_{c28}	$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}}$	Observation $V \leq 0,3$
$(45 \times 45)\ cm^2$	129.95 t	$(40 \times 45)\ cm^2$	25 MPa	$\frac{129.95 \times 10^{-2}}{0,45 \times 0,45 \times 25} = 0.28$	C.V

Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles BAEL; concernant la flexion composée.

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.69}{85.22} = 0.0031 \text{ m}$$

Puisqu'il faut faire un choix, prenons comme hypothèse que la section est partiellement comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0.45}{2} - 0.0031 = 0.222 \text{ m}$$

$$p = -3 c^2 - 90 A'_s \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \frac{d-c}{b} = -3 \times (0.222)^2 + 90 \times 6.16 \times 10^{-4} \times \frac{(0.9 \times 0.45) - (0.222)}{0.40}$$

$$= -0.122 \text{ m}^2$$

$$q = -2 c^3 - 90 A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \frac{(d-c)^2}{b} = -2 \times (0.222)^3 - 90 \times 6.03 \times 10^{-4} \times \frac{[(0.9 \times 0.45) - (0.222)]^2}{0.40}$$

$$= -0.026 \text{ m}^3$$

On résout l'équation du troisième degré : $z^3 + pz + q = 0$

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0.026)^2 + \frac{4 \times (-0.122)^3}{27} = 4.06 \times 10^{-4} > 0$

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = 0.5(\sqrt{4.06 \times 10^{-4}} - (-0.026)) = 0.023$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0.023} = 0.284$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0.284 - \frac{-0.122}{3 \times 0.284} = 0.427$$

Puis, la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section

$$y_{ser} = z + c ;$$

$$z = 0.472 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0.472 + 0.222 = 0.69 \text{ m}$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_{ser})^2]$$

$$I = \frac{0.40 \times 0.69^3}{3} + 15 \times [6.16 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.69)^2] = 0.044 \text{ m}^4$$

Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0.472 \times 85.22 \times 10^{-2}}{0.044} \times 0.42 = 9.14 \text{ MPa}$$

On vérifie enfin que les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles.

Contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{bc} = 9.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort

tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

$T_u = 3.27 \text{ T}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{8.6 \times 10^{-2}}{0.40 \times (0.9 \times 0.45)} = 0.179 \text{ MPa}$

Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton $\bar{\tau}_u$

fissuration est peu préjudiciable} $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \min \left\{ \frac{(0.2 \times 25)}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

$0.179 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$

$\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$

Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si : } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si : } \lambda < 5 \end{cases}$

$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$

Aire de la section de béton : $B = 40 \times 45 = 1800 \text{ cm}^2 = 0.18 \text{ m}^2$

Moment d'inertie minimale de la section : $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.40 \times 0.45^3}{12} = 6.75 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{3.42 \times 10^{-3}}{0.18}} = 0.193 \text{ m}$

L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.142}{0.193} = > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$

$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.179 \leq \bar{\tau}_u = 1.875 \dots\dots\dots \text{CV}$

Armatures transversales

Diamètre :

il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{45}{35} ; 1,4 ; \frac{40}{10} \right\} = \min \{ 1,2 ; 1,4 ; 4 \} = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

Espacement :

zone nodale :

$$s_t \leq \min \{ 10\phi_l ; 15 \text{ cm} \}$$

$$s_t \leq \min \{ 10\phi_l ; 15 \} = \min \{ 10 \times 14 ; 15 \text{ cm} \} = \min \{ 14 ; 15 \text{ cm} \} = 14 \text{ cm}$$

→ On prend $s_t = 10 \text{ cm}$

zone courante :

$$s_t \leq 15\phi_l = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

→ On prend $s_t = 15 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003 :

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 45 ; 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \{ 51 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$$

→ On prend $h' = 60 \text{ cm}$

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement.

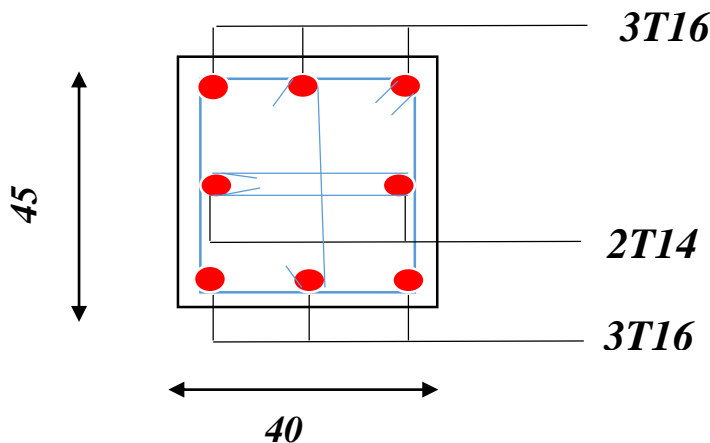
La quantité d'armature transversale minimale :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,142}{0,193} = 11,09 > 5 \rightarrow \frac{A_t \text{ min}}{s_t \times b} \geq 0,3\%$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } A_t = 2\phi_{10} = 2,01 \text{ cm}^2$$

V.4.2.3. Schéma des ferrillages :



FigV.9-Schéma des ferrillages des poteaux

V.5. Ferrailage des voiles :

V.5.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.5.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E " les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.

Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.5.3. Combinaisons de calcul :

Selon BAEL 91 : $\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \Rightarrow (ELU) \\ G + Q \Rightarrow (ELS) \end{cases}$

Selon le RPA/2003: $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8Q \pm E \end{cases}$

V.5.4. Recommandation du RPA99 ver 2003

Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Il est possible de concentrer des

armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). 80 A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes : $S \leq 1,5 a$ et $s \leq 30\text{cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.5. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

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.

V.5.6. Exemple d'application

Armature verticales

Le ferrailage sera fait sous la combinaison $0,8G \pm E$; $G + Q \pm E$:

On a le cas le plus défavorable est $0,8G \pm E$

$e = 20\text{cm}$

$L = 370$

Les sollicitations :

Tableau V. 7: Tableau de sollicitations

Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	Vmax (kN)
G+Q+EX	1814.36	3345.73	668.44

Calcule les contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times y}{I}$$

$A =$ La surface de voile $= e \times L = 0.20 \times 3.70 = 0.74 \text{ m}^2$

$I =$ Le moment d'inertie $= \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,7^3}{12} = 0.84 \text{ m}^4$

$V =$ Position de centre de gravité $\frac{L}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85\text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1814.36 \times 10^{-3}}{0,74} + \frac{3445.73 \times 10^{-3} \times 1,85}{0,84} = 10.04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1814.36 \times 10^{-3}}{0,74} - \frac{3445.73 \times 10^{-3} \times 1,85}{0,84} = -5.14 \text{ MPA}$$

$\sigma_1 \geq$ et σ_2 Donc la section est partiellement comprimée, En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

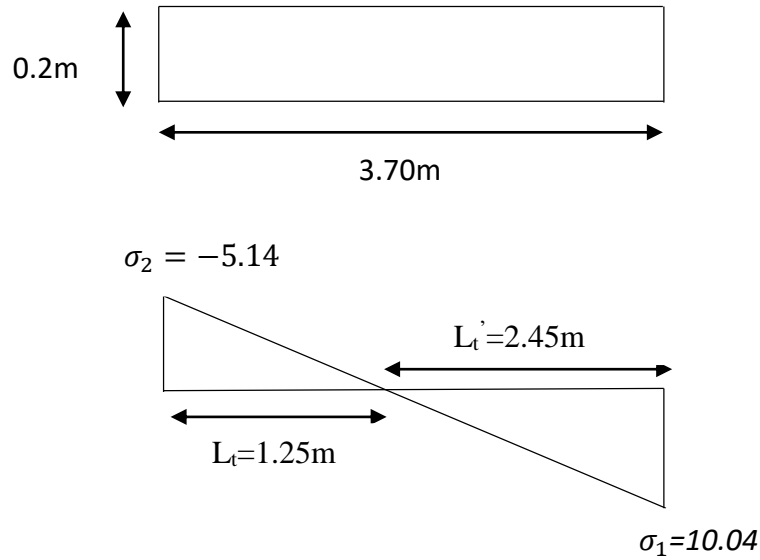
Calcul de longueur de section tendue L_t :

$$L_t = L \left(\frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \right) = 3.7 \times \left(\frac{5.14}{10.04 + 5.14} \right) = 1.25m$$

$$L' = L - L_t = 3.7 - 1.25 = 2.45m$$

$$d \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{2}{3}L' \right) = \min (1.85 ; 1.63)$$

$$d = 1.63 m$$



FigV.10- Diagramme des contraintes

Calcul de σ_2' :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{5.14}{1.25} = 4.11$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2'}{L_t - d}$$

$$\rightarrow \sigma_2' = \tan \alpha (L_t - d) = 4.11 \times (1.25 - 1.63) = -1.56 MPa$$

Donc :

$$I' = \frac{e \times d^2}{12} = \frac{0.20 \times 0.163^2}{12} = 0.0481 m^4$$

$$V' = \frac{d}{2} = 0.82 m$$

$$A' = e \times d = 0.2 \times 1.63 = 0.33 m^2$$

Alors :

$$N' = \left(\frac{A'}{2} \right) \times (\sigma_2 + \sigma_2') = \left(\frac{0.33}{2} \right) \times (-5.14 - 1.56) = -1.11 KN$$

$$M' = \left(\frac{I'}{2V'} \right) \times (\sigma_2' + \sigma_2) = \left(\frac{0.0481}{2 \times 0.82} \right) \times (-5.14 - 1.56) = -0.20 KN.m$$

❖ L'excentricité:

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{0.20}{1.11} = 0.180 \text{ m} < \frac{d}{6}$$

On pos $c = c' = 0,05\text{m}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c' = \frac{1.63}{2} - 0.180 - 0.05 = 0.585 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{L}{2} + e_0 - c' = 1.85 + 0.180 - 0.05 = 1.98 \text{ m}$$

Alors la détermination des armatures se fera comme ci-dessous :

$$A_s = \frac{N' \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{1.11 \times 1.98}{(0.585 + 1.98) \times 400} = 21.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 21.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N' \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{1.11 \times 0.585}{(0.585 + 1.98) \times 400} = 6.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s'$$

$$A_s = 27.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } 1\text{ml} : \frac{27.74}{2} = 7.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales :**zone tendue :**

D'après le **RPA 99 (art 7.7.4.1)**

$$A_{RPA} = 0,20\% \times e \times L_t$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0,002 \times 20 \times 125 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } 1\text{ml} : \frac{5}{3.7} = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Globalement dans la section du voile :

D'après le **RPA 99 (art 7.7.4.3)**

$$A_{min} = 0,15\% \times e \times l = \frac{0,15}{100} \times 0,20 \times 2.7 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } 1\text{ml} : \frac{11.1}{3.7} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans la zone courante :

D'après le **RPA 99 (art 7.7.4.3)**

$$A_{min} = 0,10\% \times e \times l = \frac{0,1}{100} \times 20 \times 370 = 7.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } 1\text{ml} : \frac{7.4}{3.7} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix d'armatures:**

En zone courante

$$\text{Max} \{A_s ; A_{\min}\} = \{7.49 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cm}^2\} = 7.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5 HA 14 = 7.70 cm²/ml**

-Avec un espacement déterminé par la relation suivante :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30) \Rightarrow S_t \leq \min(1,5 \times 20 ; 30)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(30 ; 30) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : **S_t = 20cm**

En zone tendue ou zone d'about :

$$\text{Max} \{A_s ; A_{\min}\} = \{7.49 \text{ cm}^2 ; 3 \text{ cm}^2\} = 7.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4 HA 16 = 8.04cm²/ml**

-Avec un espacement déterminé par la relation suivante :

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

Longueur de la zone d'about d'après RPA 99 V2003 :

$$L_{\text{zone d'about}} = \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

❖ **Armatures horizontales:**

Selon (RPA 99/V 2003 Art 7.7.2 P73), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = 0,2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement dans le béton où $\tau_u = \frac{1,4 T_{cal}}{e \times L}$

Donc :

On a : $T_{cal} = T_{max} = 668.44 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,4 T_{cal}}{e \times L} = \frac{1,4 \times 668.44 \times 10^{-3}}{0,20 \times 3,7} = 1.3 < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armature transversales :

D'après le CBA 93 (art A.5.1.2.3) La section des armatures d'âmes est donnée par la relation suivant :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Avec : α : inclinaison des A_t .

K=0 \Rightarrow en cas de fissuration jugé très préjudiciable, en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1 \Rightarrow$ en flexion, sans reprise de bétonnage.

$K = \frac{1+3\sigma_{cm}}{f_{c28}} \Rightarrow$ En flexion composée avec N effort de compression

$K = \frac{1+3\sigma_{cm}}{f_{c28}} \Rightarrow$ en flexion composée avec N effort de traction

$(\sigma_{tm}; \sigma_{cm})$: étant la contrainte moyenne de traction et compression obtenu en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

D'après (RPA99/2003 art 7.7.4.3)

-Globalement dans la section du voile 0,15%.

- En zone courante 0,10%

$$K=0$$

At $b_0 \times S_t \geq \tau 0,8 \times f_e$

L'espacement :

Selon (RPA99/2003 art 7.7.4.3)

$$S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(1,5 \times 25 ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \frac{\tau \times b_0 \times S_t}{0,8 \times f_e} = \frac{1,3 \times 20 \times 20}{0,8 \times 400} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,10}{100} \times b_0 \times L = \frac{0,10}{100} \times 0,20 \times 3,7 = 7,4 \text{ cm}^2$$

Pour 1 ml :

$$A_s = \frac{7,4}{3,7} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(1,62 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cm}^2)$$

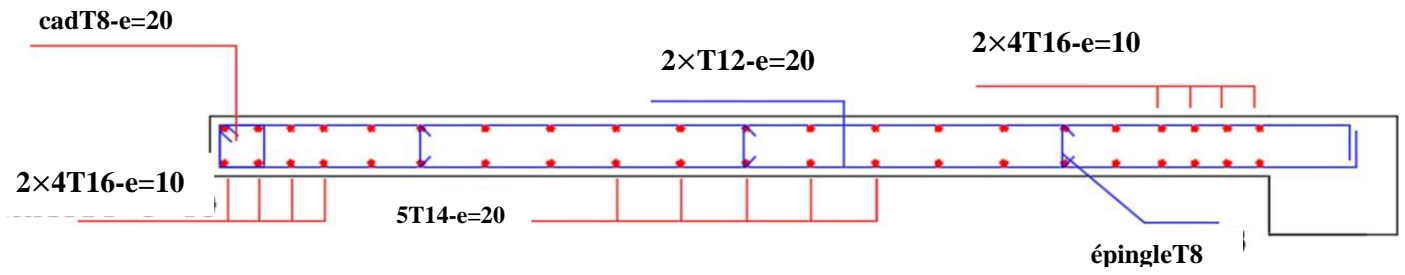
$$A_t = 2 \text{ cm}^2$$

On adopter: 4HA10 $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

V.5.7. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle vis à vis la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d'armature exigée par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

V.5.8. Schéma de ferrailage des voiles :



FigV.11-Schéma des ferrailage de voile

Chapitre **VI**

L'étude de l'infrastructure

Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure**VI.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
- Jouer le rôle d'Appuis.
- Assurer la liaison.
- Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable

Fonctions des fondations :

Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

VI.2. Choix de type de fondations :

Dépend des caractères suivants :

Type d'ouvrage à construire.

La nature et l'homogénéité du sol.

La capacité portante du sol de fondation.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

VI.2.1 Différents types de fondations :

Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).

Semi profondes (les puits).

Profondes (les pieux).

Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI.3. Etud du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de $\sigma_{sol\ ser} = 1,7 \text{ bars}$ comme contrainte admissible du sol.

VI.3.1. Les caractéristiques mécaniques du sol :

Pour notre projet, avec un taux de travail admissible du sol d'assise à l'ELS qui est égal à **1.5 bars**

Les contraintes du sol

$$\sigma_{sol\ ELU} = 3 \frac{\sigma_{sol\ ser}}{2} = 2.55 \text{ bars} = 255 \text{ KN/m}^2$$

Donc la contrainte ultime ou de rupture du sol $\sigma_{sol\ ultime} = 3 \times \sigma_{sol\ ser} = 5.1 \text{ bars} = 510 \text{ KN/m}^2$

Module de raideur du sol « K » :

Appelé aussi coefficient d'élasticité du sol rapporté à l'unité de surface. Suite à l'absence de la valeur exacte de ce coefficient pour notre projet ; nous étions obligés d'établir une recherche en littérature ; ou on a trouvé une formule empirique qui donne la valeur de K en fonction

Après une recherche sur la littérature ; on a trouvé une formule empirique qui donne la valeur de K en fonction $\sigma_{sol\ ultime}$

$$\mathbf{K} = 40 \times \sigma_{sol\ ultime} = 40 \times 510 = 20400 \text{ KN/m}^2/\text{m}$$

Ce coefficient sera utile pour la modélisation de notre radier sous le Robot Structural Analysis Professional 2014, il sera utilisé aussi pour le Pré dimensionnement de notre radier et pour le calcul de tassements.

VI.4. Calculs des surfaces nécessaires des semelles :

La surface des semelles sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$S_{semelle}$: Surface des fondations.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur les fondations à l'ELS.

Donc :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a : $N_{ser} = 18525.57 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$

$$\Rightarrow S_{semelle} = \frac{18525.57}{170} = 108.98 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = 108.98 \text{ m}^2$$

Choix du type de fondation :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50 \%$$

$$S_{batiment} = a \times b = 22.90 \times 7.90 = 180.91 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 180.91 \text{ m}^2$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

Alors :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{108.98}{180.91} = 0,61$$

La surface totale des semelles représente 60 % de la surface du bâtiment.

Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte le choix d'un radier général (ou nervuré) comme type de fondations d'assise pour l'ouvrage.

VI.5. Etude de radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface des fondations qui minimise la forte pression apportée par les charges totales transmises aux fondations.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.5.1 Pré dimensionnement :

Hauteur du radier

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition forfaitaire

Condition de rigidité

Sous réserves des deux autres conditions :

Condition de non poinçonnement

Condition de non cisaillement

Calcul de la surface minimal du radier :

$$S_{\text{radier}} = 108.98 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de :

$$S_{\text{batiment}} = 180.91 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} < S_{\text{batiment}}$$

Donc : le débordement $\neq 0$

Pré dimensionnement de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Selon la condition forfaitaire :

$$h > \frac{L_{x \text{ max}}}{20} = \frac{370}{20} = 18.50 \text{ cm}$$

$L_{x \text{ max}}$: la plus grande distance entre axes des poteaux.

$$L_{x \text{ max}} = 370 \text{ cm} \Rightarrow h > = \frac{370}{20} = 18.50 \text{ cm}$$

On choisit : $h = 25 \text{ cm}$

Selon la condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le CBA93 Art A.5.1.2.1 et A.5.2.2

$$\tau = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_{max} : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$b = 1\text{m} \quad d = 0.9h$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S} + \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{25376.57}{108.98} + \frac{3.7}{2}$$

$$T_{\text{max}} = 234.70 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07(25)}{1.5} = 1.16 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{T_{\text{max}}}{b \times \tau_u}$$

$$d \geq \frac{234.70 \times 10^{-3}}{1 \times 1.16} \rightarrow d \geq 0.20\text{m} \rightarrow d \geq 20\text{cm}$$

$$d = 0.9h \rightarrow h \geq \frac{d}{0.9} = \frac{20}{0.9} = 22.22\text{cm}$$

Donc on adopte $h = 25$

Pré dimensionnement de la nervure :Largeur de nervure :

$$b_0 \geq b_{\text{poteau}}$$

b₀ : largeur de la nervure**b_{poteau}** : largeur du poteau = 40

$$b_0 \geq 40 \text{ cm} \quad \text{On adopte } b_0 = 40 \text{ cm}$$

Hauteur de nervure :La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale tel que :

$$\text{Formule empirique : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

$$\text{Condition forfaitaire : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{370}{8} \leq h_t \leq \frac{370}{5}$$

$$46.25 \leq h_t \leq 74$$

On adopte $h_t = 70 \text{ cm}$

Condition de la longueur élastique : Pour que la nervure soit rigide ;

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : la longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$ **I** : Inertie de la nervure : $I = \frac{bh_t^3}{12}$ **E** : Module d'élasticité du béton : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$.**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface : $K = 40 \text{ MPA /m}$.**b** : Largeur du panneau plus sollicité. : $L_{\max} = 3.70 \text{ m}$.**h_t** : L'épaisseur totale du radier.**L_{max}** : La plus grande distance entre deux poteaux.

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 \times k}{E \times \pi^4}} \rightarrow h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.7^4 \times 20.4}{32164.20 \times 3.14^4}} = 0.38 \text{ m}$$

On adopte : h_t = 40 cm

L'épaisseur totale du radier qui reprend aux trois conditions citées si avant est :

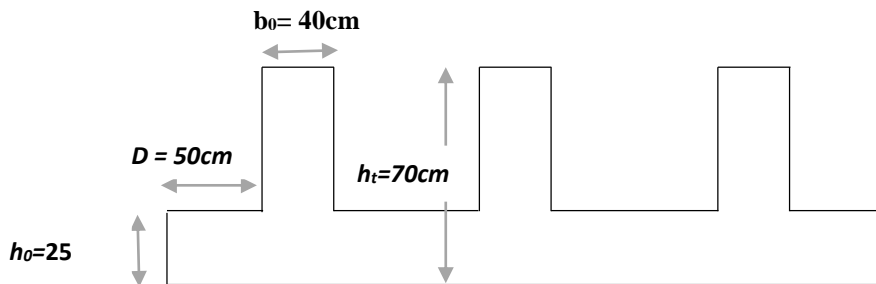
$$h_t = \max(70 \text{ cm} ; 50 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}$$

On adopte : h_t = 70 cm**Calcul de débordement « D » :**

S'il n'a pas de contraintes de voisinage par rapport ; on peut prendre un débord de :

$$D \geq \text{Max}(h_0/2 ; 30\text{cm}). \quad \text{Où : } h_0 = 25 \text{ cm} \quad D \geq \text{Max}(12.5 \text{ cm} , 30 \text{ cm}) \quad D \geq 30\text{cm}$$

On adopte : $D= 50 \text{ cm}$



FigVI.1-Dimension du radier

VI.6. Modélisation du radier :

Le radier est modélisé comme une dalle pleine nervuré renversé appuyé sur un sol élastique, en introduisant le module de réaction vertical $K_z = 40000 \text{ KN/m}^2$.

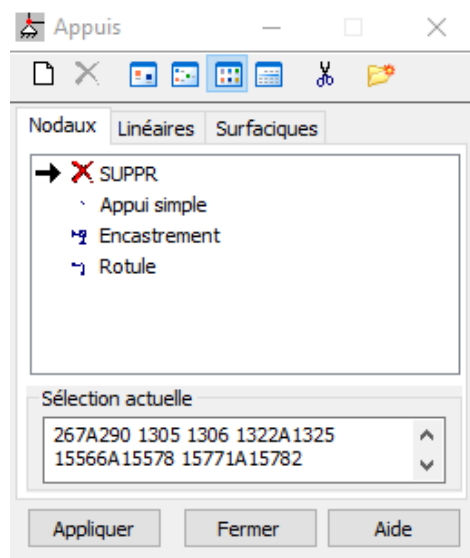
On a utilisé l'élément **coque** pour la dalle du radier, avec une taille de maille de **0,5m**.

On a utilisé l'élément **barre** pour modéliser les nervures.

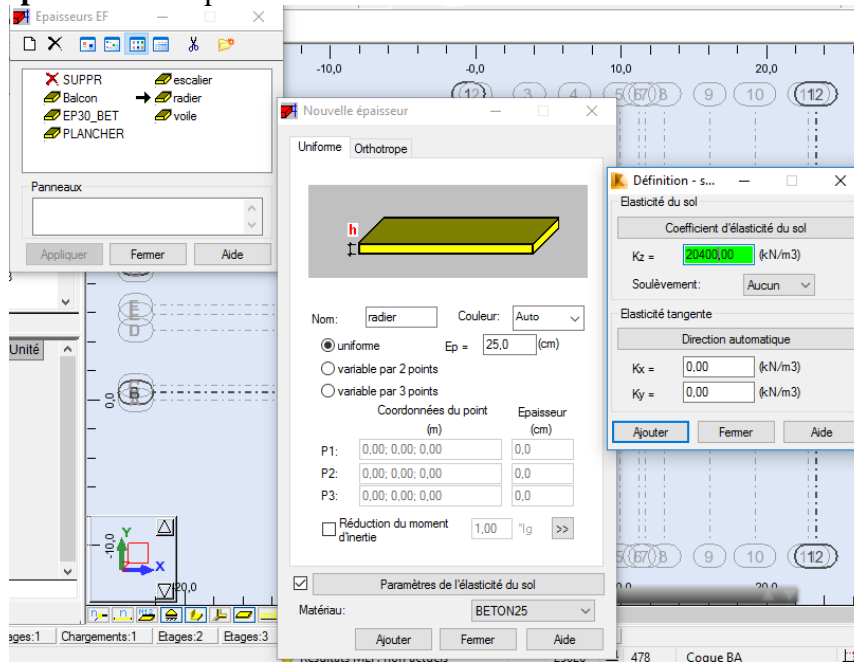
Pour les appuis ; pour la direction Z ; on a le K_z et on a bloqué la translation selon la direction X et Y (appuis surfaciques).

VI.6.1. Les étapes de modélisation

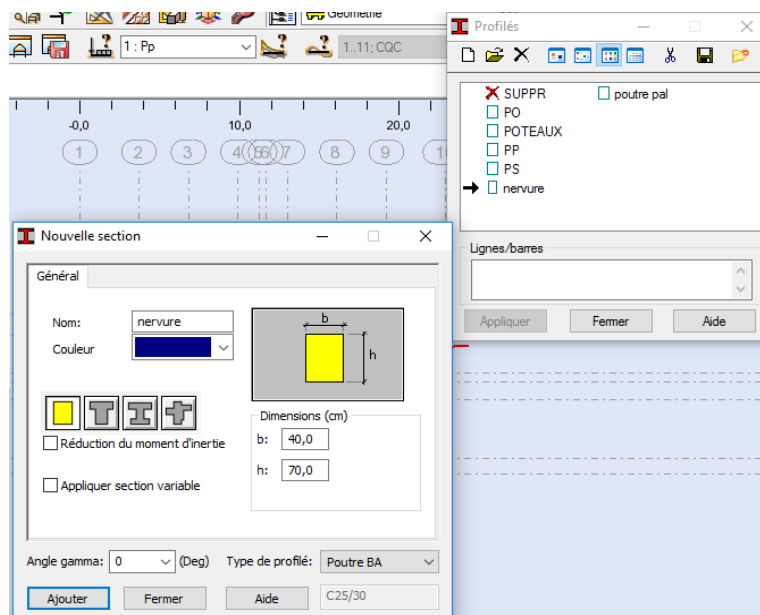
1^{er} Etapes : supprimé tous les appuis (Nodaux et linéaires) :



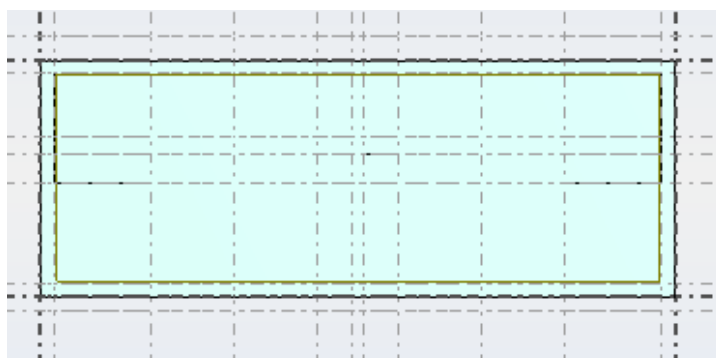
2^{ème} Etapes : Créer l'épaisseur du radier :



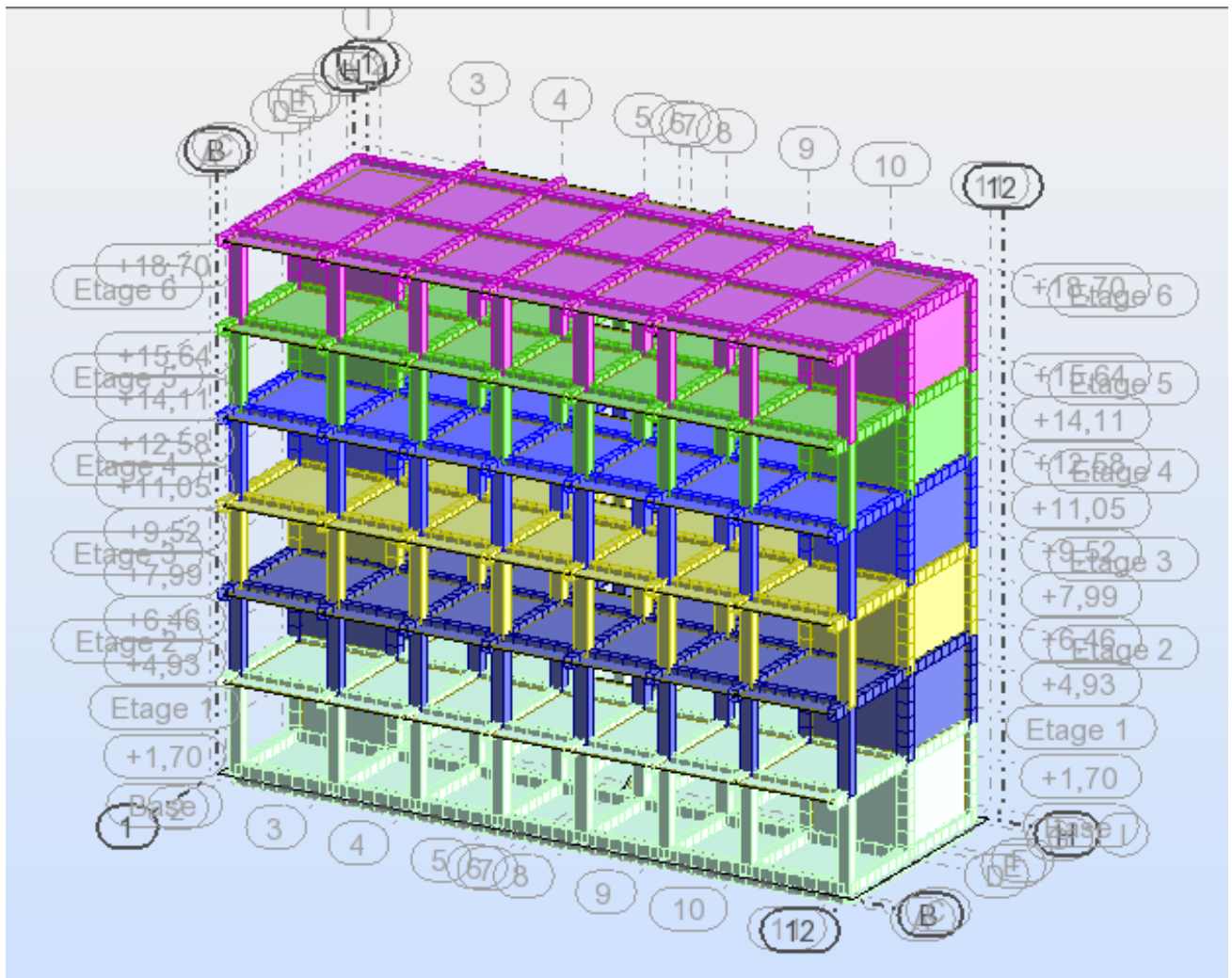
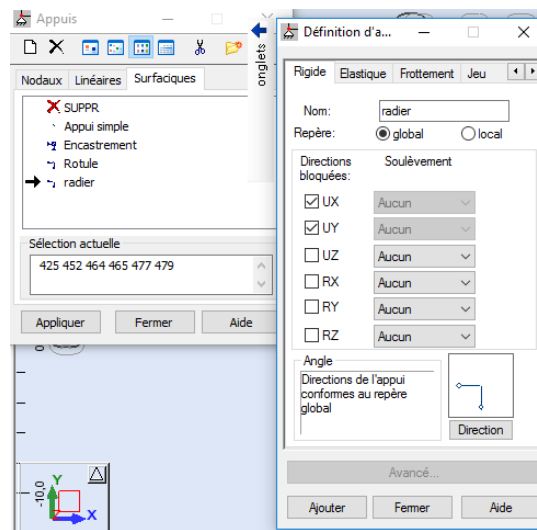
3^{ème} Etapes : Créer la section de nervure :



4^{ème} Etapes : Modélisé la dalle et les nervures (comme une poutre BA) :



5^{eme} Etapes : bloqué la translation selon la direction X et Y (appuis surfaciques) :



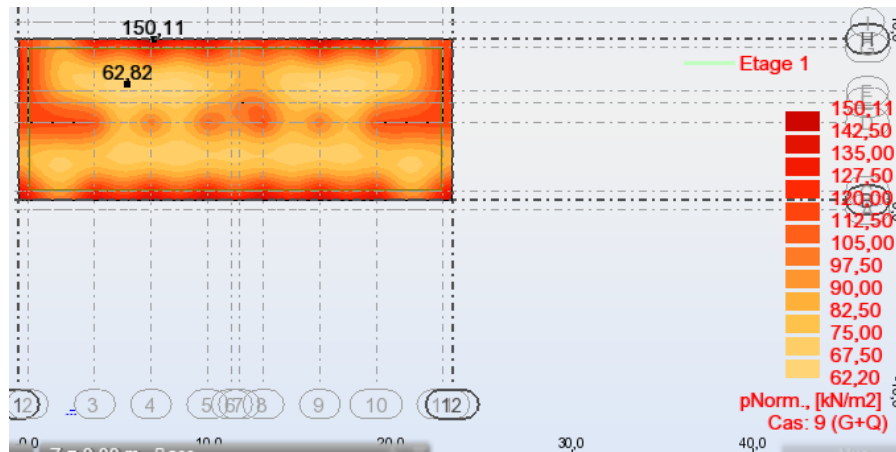
FigVI.2-Vue 3d bâtiment + radier

VI.7. Vérifications réglementaires du radier :

Avant d'entamer le ferrailage du radier, il faut vérifier certaines conditions réglementaires :

VI.7.1. Vérification des contraintes dans le sol :

ELS :

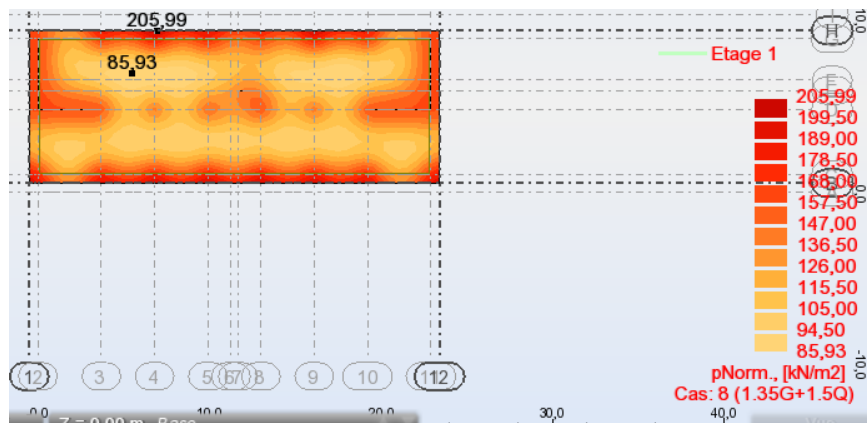


FigVI.3-Etat des contraintes du radier à L'ELS avec un débord de 0.50m

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 150.11 + 62.82}{4} = 128.29 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

ELU:

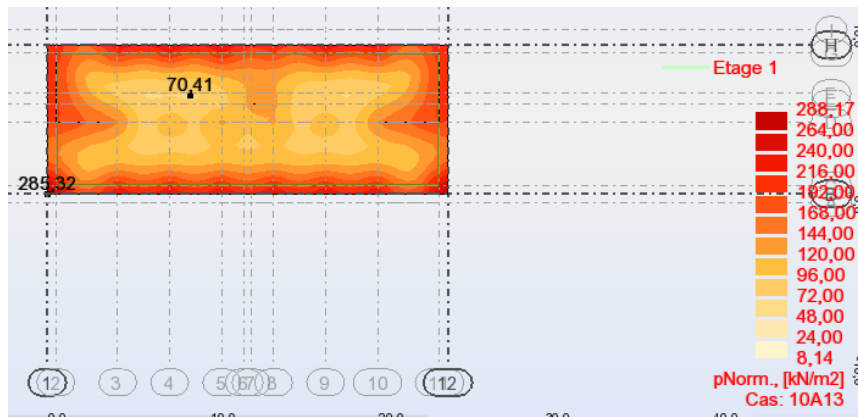


FigVI.4-Etat des contraintes du radier à L'ELU avec un débord de 0.50m

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 205.99 + 85.93}{4} = 175.97 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \sigma_{sol} = 255 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

ELA : Vérification au soulèvement sous les combinaisons accidentelles.



FigVI.5-Etat des contraintes du radier à L'ELA avec un débord de 0.50m

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max}}{4} \leq 1.5 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 285.32}{4} = 213.99 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \sigma_{sol} = 255 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

VI.7.2. Vérification au non poinçonnement du radier :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_B}$... (Article A.5.2.4.2)

CBA

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : épaisseur du radier.

$$U_{c \text{ poteau}} = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h) \rightarrow U_c = 2 \times (0,40 + 0,25) + 2 \times (0,45 + 0,25) = 2.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1326.12 \text{ KN} \leq 0.045 \times 2.6 \times 0.25 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 487.5 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

VI.7.3. Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier la condition suivante :

$$W \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_r$$

Avec :

$$W = W_{bat} + W_{rad} \text{ (Poids total du bâtiment à la base du radier)}$$

$$W_{bat} = 24961.13 \text{ KN}$$

$$S_r = S_{semelle} + D \times 2 \times \sum(Lx + Ly) = 108.98 + 0.5 \times 2 \times (22.9+7.9) = 139.78 \text{ m}^2$$

$$W_{rad} = S_r \times \rho \times h = 139.78 \times 25 \times 0.7$$

$$\rightarrow W(\text{rad}) = 2446.15 \text{ KN}$$

Donc :

$$W = 24961.13 + 2446.15 = 27413.28 \text{ KN}$$

D'un autre côté on a :

- F_s : coefficient de sécurité : $F_s=1.5$.

- γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$.

- Z : Hauteur d'ancrage du radier : $Z = 2 \text{ m}$

$$W \geq 1.5 \times 10 \times 2 \times 139.78 = 4192.2 \text{ KN}$$

Donc : $W=27413.28 \geq 4192.2 \text{ KN}$ CV

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VI.7.4. Caractéristiques géométriques du radier :

Calcul de la surface des panneaux du radier :

Panneaux	Lx (m)	Ly(m)	S (m ²)
1	3.7	3.8	14.06
2	3.1	3.8	11.78
3	3.1	3.8	11.78
4	3.1	3.8	11.78
5	3.1	3.8	11.78
6	3.1	3.8	11.78
7	3.7	3.8	14.06
8	3.7	4.1	15.17
9	3.1	4.1	12.71
10	3.1	4.1	12.71
11	3.1	4.1	12.71
12	3.1	4.1	12.71
13	3.1	4.1	12.71
14	3.7	4.1	15.17

Tableau VI. 1: Surface des panneaux du radier

Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	X _i (m)	Y _i (m)	S (m ²)	I _{xG} (m ⁴)	I _{yG} (m ⁴)	S _i X _i (m ³)	S _i Y _i (m ³)
1	3.7	3.8	1.85	1.9	14.06	16.04	16.92	26.01	26.71
2	3.1	3.8	5.25	1.9	11.78	9.43	14.17	61.84	22.38
3	3.1	3.8	8.35	1.9	11.78	9.43	14.17	98.36	22.38
4	3.1	3.8	11.45	1.9	11.78	9.43	14.17	134.88	22.38
5	3.1	3.8	14.55	1.9	11.78	9.43	14.17	171.40	22.38
6	3.1	3.8	17.65	1.9	11.78	9.43	14.17	207.92	22.38
7	3.7	3.8	21.05	1.9	14.06	16.04	16.92	295.96	26.71
8	3.7	4.1	1.85	5.85	15.17	17.31	21.25	28.06	88.74
9	3.1	4.1	5.25	5.85	12.71	10.18	17.80	66.73	74.35
10	3.1	4.1	8.35	5.85	12.71	10.18	17.80	106.13	74.35
11	3.1	4.1	11.45	5.85	12.71	10.18	17.80	145.53	74.35
12	3.1	4.1	14.55	5.85	12.71	10.18	17.80	184.93	74.35
13	3.1	4.1	17.65	5.85	12.71	10.18	17.80	224.33	74.35
14	3.7	4.1	21.05	5.85	15.17	17.31	21.25	319.33	88.74
								2071.41	714.55

Tableau VI. 2: Calcul des inerties et du centre de gravité du radier

I_{xr} ; I_{yr} : Inerties totales du radier dans les deux sens.

X_{cr} ; Y_{cr} : Centre de gravité du radier.

S_i : Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$$X_{Gr} = \frac{\sum X_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{2071.41}{180.91} = 11.44 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{714.55}{180.91} = 3.94 \text{ m}$$

Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

Les Longueurs maximales dans les deux directions sont :

$$L_x = 22.90 \text{ m}$$

$$L_y = 7.90 \text{ m}$$

$$X_{Gb} = L_x - X_{Gr} = 22.90 - 11.44 = 11.46 \text{ m}$$

$$Y_{Gb} = L_y - Y_{Gr} = 7.90 - 3.94 = 3.96 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité :

$$e_x = |X_{Gb} - X_{Gr}| = |11.46 - 11.44| = 0.02 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{Gb} - Y_{Gr}| = |3.96 - 3.94| = 0.02 \text{ m}$$

Donc : l'effet de l'excentricité est négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

Détermination des charges et surcharges :

$$N = N_{\text{radier}} + N_{\text{batiment}}$$

$$N = G_{\text{radier}} + G_{\text{nerveure}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{batiment}} + Q$$

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times \rho \times h$$

$$G_{\text{radier}} = 139.78 \times 25 \times 0.25 = 873.625 \text{ KN}$$

$$G_{\text{nerveure}} = b \times h \times 25 \times \sum(Lx + Ly) = 0.40 \times 0.70 \times 25 \times (22.90 + 7.90)$$

$$G_{\text{nerveure}} = 215.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sol}} = \gamma_m (S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}} - (V_{\text{radier}} - V_{\text{nerveure}}))$$

h_{terre} : Profondeur de l'ancrage « 2m »

$$V_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} = 139.78 \times 0.25 = 34.95 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{nerveure}} = S_{\text{nerveure}} \times h_{\text{nerveure}} = 26.30 \times 0.70 = 18.41 \text{ m}^3$$

$$G_{\text{sol}} = 20 (139.78 \times 2 - (34.95 - 18.41))$$

$$G_{\text{sol}} = 5260.4$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{batiment}} + Q = 18525.57 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 873.62 + 215.6 + 5260.4 + 18525.57 \text{ KN} = 24875.19 \text{ KN}$$

VI.7.5. Vérification au renversement :

D'après le RPA99 V2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$(e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}).$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales entre centre de masse de bâtiment et entre centre de gravité de dalle de radier

M : Moment dû au séisme $0,8G \pm E$;

N : Charge verticale permanente $G+Q$.

$$Lx = 22.90 \text{ m et } Ly = 7.90 \text{ m}$$

Sens longitudinale :

$$Lx = 22.90 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{N \times e_x}{N} = e_x = 0.02 \leq \frac{L}{4} = \frac{22.90}{4} = 5.725 \text{ m}$$

donc : $e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{L}{4}$ CV

Sens transversale :

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{N \times e_y}{N} = e_y = 0.02 \leq \frac{L}{4} = \frac{7.90}{4} = 1.975$$

Donc : $e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{L}{4}$ CV

Donc le radier est stable au renversement dans les deux sens.

VI.8. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de **BAEL91 annexe E3** pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

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

- **Méthode de calcul**

Dans le sens de la petit portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la petit portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x , μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν « Prend 0.2 à l'ELS , 0 à l'ELU ».

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moment comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement **BAEL91**.

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VI.8.1. Evaluation des charges et surcharges :

AL'ELU :

$$q_u = \frac{N_{\text{ubâtiment}} + 1.35 \times G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{25376.57 + 1.35 \times 873.625}{139.78} = 189.98 \text{ KN / m}^2$$

AL'ELs :

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser bâtiment}} + G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{18525.57 + 873.625}{139.78} = 138.78 \text{ KN / m}^2$$

VI.8.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité « Panneau de rive » :

$$L_x = 3.7 - 0.45 = 3.25 \text{ m}$$

$$L_y = 4.1 - 0.45 = 3.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{3.65} = 0.89 > 0.4$$

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens. On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport :

AL'ELU :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.89 \\ \nu = 0 \end{array} \right| \begin{array}{l} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{array}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0466 \times 189.98 \times (3.25)^2 = 93.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7635 \times 93.52 = 71.40 \text{ KN.m}$$

AL'ELS:

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.89 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right| \begin{array}{l} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{array}$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0537 \times 138.78 \times (3.25)^2 = 78.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.8358 \times 78.86 = 66.16 \text{ KN.m}$$

VI.8.3. Calcul des sections d'armatures:

Calcul les moments :

Sens X-X :

En travée :

$$M_{x \text{ travée}} = 0.85 M_x = 0.85 \times 93.52 = 79.49 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_{x \text{ appuis}} = 0.5 M_x = 0.5 \times 93.52 = 46.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{x \text{ appuis}} = 0.3 M_x = 0.3 \times 93.52 = 28.06 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{y \text{ travée}} = 0.85 M_y = 0.85 \times 78.86 = 66.72 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_{y \text{ appuis}} = 0.5 M_y = 0.5 \times 78.86 = 39.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y \text{ appuis}} = 0.3 M_y = 0.3 \times 78.86 = 23.66 \text{ KN.m}$$

VI.8.4. Détermination des armatures:

$$d = h - c = 25 - 5 = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Sens X-X :**En travée :****Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{79.49 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.2^2 \cdot 14.2} = 0.13 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}) = 0.17$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.136$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.136 \times 100 \times 20 \frac{14.2}{348} = 11.09 \text{ cm}^2$$

On prend: 8HA14 = 12.31cm²**Sur appuis :****Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{46.76 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.2^2 \cdot 14.2} = 0.082 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.082}) = 0.104$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.0832$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.0832 \times 100 \times 20 \frac{14.2}{348} = 6.79 \text{ cm}^2$$

On prend: 5HA14 = 7.67 cm²**Sur appuis :****Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28.06 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.2^2 \cdot 14.2} = 0.049 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.050$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.050 \times 100 \times 20 \frac{14.2}{348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

On prend: 5HA14 = 7.67 cm²**Sens Y-Y :****En travée :****Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{66.72 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.2^2 \cdot 14.2} = 0.11 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.11)}) = 0.14$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.112$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.112 \times 100 \times 20 \frac{14.2}{348} = 9.14 \text{ cm}^2$$

On prend: 6HA14 = 9.23 cm²

Sur appuis :

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{39.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.069)}) = 0.089$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.071$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.071 \times 100 \times 20 \frac{14.2}{348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

On prend: 5HA14 = 7.67 cm²

Sur appuis :

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{23.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.041)}) = 0.052$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.041$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.041 \times 100 \times 20 \frac{14.2}{348} = 3.34 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA14 = 7.67 cm²

L'espacement des armatures:

D'après le **BAEL 91**, L'espacement minimal des cadres est donné par la formule suivante :

Sens X-X :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{3 \times 25; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{75; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte:

En travée: $S_t = 12 \text{ cm}$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens Y-Y :

$$S_t \leq \min \{4h ; 44\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{4 \times 25 ; 44\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{100 ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 44 \text{ cm}$$

On adopte:

En travée: $S_t = 15 \text{ cm}$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,23 \text{ b. d. } f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 20 \times 2,1}{400} = 2.42 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s \text{ min}} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_s = 9.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

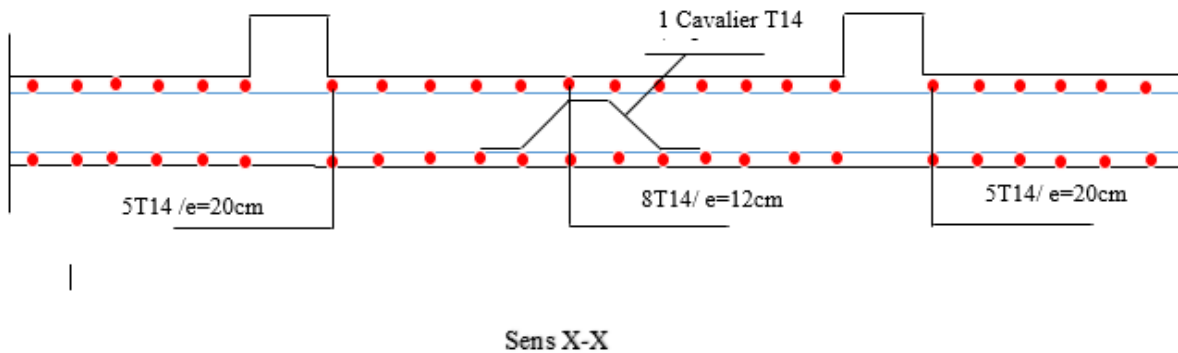
Ferraillage transversal :

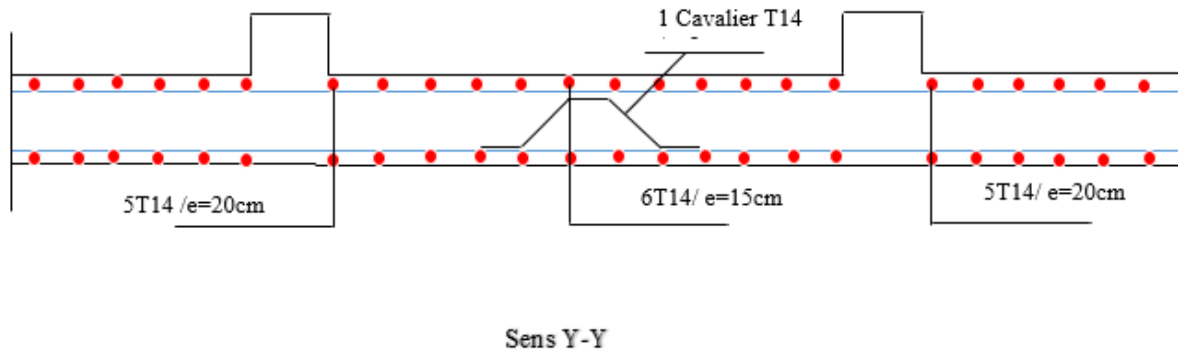
$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.43}{1 \times 0.2} = 2.1 \text{ MPa}$$

Alor : $\tau_u = 2.1 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{CV}$

VI.8.5. Schéma de ferraillage :





FigVI.6-Schéma ferrailage de radier

VI.9. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50$ cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre.

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 20 \text{ cm} ; L = 50 \text{ cm} ;$$

$$q_u = 189.98 \text{ KN/m}^2 ; q_{ser} = 138.78 \text{ KN/m}^2$$

La fissuration est très préjudiciable :

VI.9.1. Calcul le Ferrailage :

ELU :

$$M_{u \max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{189.98 \times 0.5^2}{2} = 23.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{23.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_1 = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.042$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.042 \times 100 \times 0.20 \frac{14.2}{348} = 3.42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

La condition de non fragilité pour les éléments soumis à la flexion impose que :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 20 \times 2.1}{400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales :

$$A_s = \max (A_s ; A_{s \min}) = (3.42 \text{ cm}^2 ; 2.41 \text{ cm}^2) = 3.42 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **4 HA 12 = 4.52 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

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

Donc on adopte **3 HA 12 = 3.39cm²**

Espacement des armatures :

$$S_t = \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min\{75\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

Donc on adopte : $S_t=15 \text{ cm}$

Vérification à l'effort tranchant :

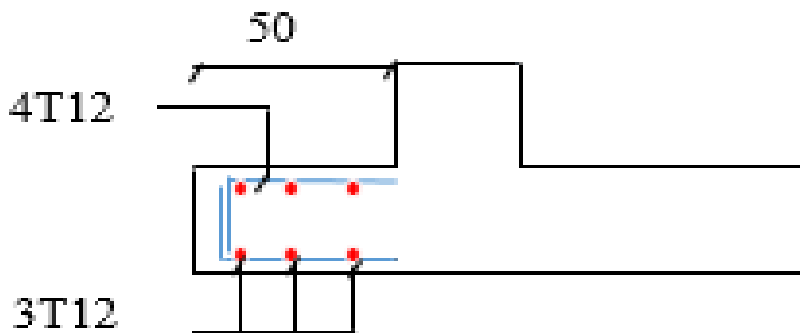
La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier la contrainte dans l'acier ainsi que dans le béton.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{q_u L}{bd} = \frac{189.98 \times 10^{-3} \times 0.5}{1 \times 0.20} = 0.37 \text{ MPa}$$

Alor : $\tau_u = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

VI.9.2. Ferrailage de débord :



FigVI.7-Schéma ferrailades de débord

VI.10. Calcul des poutres (nervures) du radier

Définition des charges qui reviennent sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Le calcul du ferrailage est en flexion simple pour une section rectangulaire :

$$h = 0,70 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,40 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.9 h = 0.63\text{m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

Sollicitations de calcul :

Tableau VI. 3: Tableau des sollicitations des nervures

En appuis			En travée		
M _{ELU} [KN.m]	M _{EELS} [KN.m]	M _{ACC} [KN.m]	M _{ELU} [KN.m]	M _{EELS} [KN.m]	M _{ACC} [KN.m]
381.66	280.65	518.39	-306.80	-222.57	-362.84

VI.10.1. Calcul des armatures

En travée :

M_u = 306.80 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{306.80 \times 10^{-3}}{0.40 \cdot 0.63^2 \cdot 14.2} = 0.136 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.136)}) = 0.183$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.146$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.146 \times 40 \times 63 \frac{14.2}{348} = 15.01 \text{ cm}^2$$

En appui :

M_u = 381.66 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{381.66 \times 10^{-3}}{0.40 \cdot 0.63^2 \cdot 14.2} = 0.169 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.169)}) = 0.232$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha = 0.185$$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0.185 \times 40 \times 63 \frac{14.2}{348} = 19.02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

En travées

$$A_{s \min} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 63 \times 2,1}{400} = 3.04 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 v2003 :

$$A_{\min RPA} = 0,5\% b h = \frac{0,5}{100} \times 40 \times 70 = 14.00 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$A_{s \min} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 63 \times 2,1}{400} = 3.04 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 v2003 :

$$A_{min RPA} = 0,5\% b h = \frac{0,5}{100} \times 40 \times 70 = 14.00 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

En travée

$$A_s = \max (A_s ; A_{smin} ; A_{sRPA}) = A_s = 15.01 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **8 HA16 = 16.08 cm²**

En appuis

$$A_s = \max (A_s ; A_{smin} ; A_{sRPA}) = A_s = 19,02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **4 HA 16 + 6 HA 16 = 20.10 cm²**

Vérification du pourcentage maximal des aciers en travée :

Il faut vérifier : $A_s \leq A_{smin}$

zone courante :

$$A_{max RPA} = 4\% b h = \frac{4}{100} \times 40 \times 70 = 112 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2 < A_{maxRPA} = 112 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$$

zone de nodal :

$$A_{max RPA} = 6\% b h = \frac{6}{100} \times 40 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2 < A_{max RPA} = 168 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Vérification du pourcentage maximal des aciers en appui :

Il faut vérifier : $A_s \leq A_{smin}$

zone courante D'après le RPA99 v2003 :

$$A_{max RPA} = 4\% b h = \frac{4}{100} \times 40 \times 70 = 112 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ HA 16} + 6 \text{ HA 16} = 20.10 \text{ cm}^2 < A_{maxRPA} = 112 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$$

zone de nodal D'après le RPA99 v2003 :

$$A_{max RPA} = 6\% b h = \frac{6}{100} \times 40 \times 70 = 168 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ HA 16} + 6 \text{ HA 16} = 20.10 \text{ cm}^2 < A_{max RPA} = 168 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

VI-10-2 Armatures transversales

Diamètre : il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{700}{35} ; 16 ; \frac{400}{10} \right\} = \min \{ 20 ; 14 ; 40 \} = 14 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_{tr} = 10 \text{ mm}$

Espacement entre les armatures transversales :

L'espace doit vérifier : $s_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$

$\min (0,9 \times (70-5) ; 40 \text{ cm}) = \min (58 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$s_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99 v2003**zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{70}{4} ; 1,4 \times 12 \right\} = \min \{ 17,5 ; 16,8 \} = 16,8 \text{ cm}$$

→ on prend $s_t = 10 \text{ cm}$

zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 v2003

$$L = 40\phi$$

$$L_{\text{recouvrement1}} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_{\text{recouvrement2}} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Section minimale des armatures transversales :

D'après le RPA99 V2003 :

$$A_t \geq 0,003 S_t \times b$$

- Dans la zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2$$

- En dehors de la zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4$$

Donc on adopte **4 HA 10 = 3,14 cm²** pour les deux zones

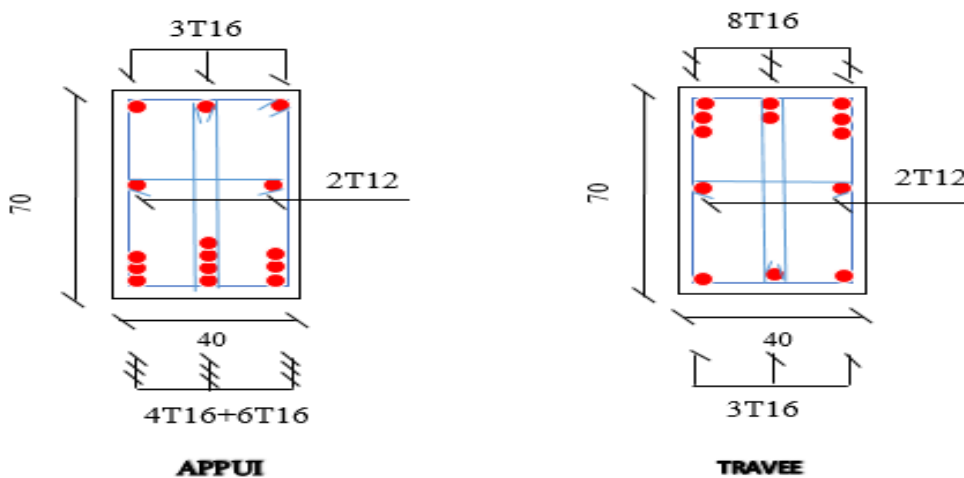
Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{467,96 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,63} = 1,85 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u = 1,85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$

VI.10.3. Schéma de ferrailage :



FigVI.8- Schéma de ferrillages des nervures

VI.11. Calcul des longrines:

VI.11.1. Définition:

Les longrines sont des poutres relient des poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction F.

les longrines ont pour rôle :

Chainer les semelles entre elles.

Rigidifier l'infrastructure.

Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

D'après le RPA 2003 pour le site meuble S₃, le minimum de **b** et **h** doit être supérieur à

25 cm × 30 cm.

Pour estimer l'effort normal de calcul, on applique la formule :

$$N = \frac{N_{Max}}{\alpha}$$

Avec :

N_{Max} : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

($\alpha = 12 \rightarrow$ pour la zone **IIa** et catégorie S₃)

On prend **b = 30 cm** et **h = 30 cm**

$$N_t = \frac{N_{Max}^u}{\alpha} = \frac{1326.12}{12} = 132.61 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.11.2. Ferrailage longitudinal :

ELU :

$$A_s \geq \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s \geq \frac{132.6 \times 10}{\frac{400}{1.15}} = 3.81 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal exigé par RPA:

D'après le RPA99/2003, le ferrailage minimal doit être de 0.6% de la section avec des cadres

$$0,6\% B = \frac{0.6}{100} \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 30 \times 2.1}{400} = 4.72 \text{ cm}^2$$

VI-11-3 Vérification à L'E.L.S :Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$N_{ser} = \frac{N_{Max}^{ser}}{\alpha} = \frac{1015.70}{12} = 84.64 \text{ KN}$$

$$\sigma_s \geq \frac{84.64 \times 10^3}{4.72 \times 10^2} = 179.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \Rightarrow \text{La fissuration est considérée comme préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 179.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_s \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s \geq \frac{84.64 \times 10^{-3}}{201.63} = 4.19 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s \geq 4.19 \text{ cm}^2$$

on adopte $A_s = 6 \text{ HA } 12 = 6.78 \text{ cm}^2$ **❖ Les armatures transversales:**

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce. Donc le choix de la section d'un seul corps transversale sera :

Diamètre :

$$\varnothing t \leq \min \{h/35 ; b/10 ; \varnothing l\}$$

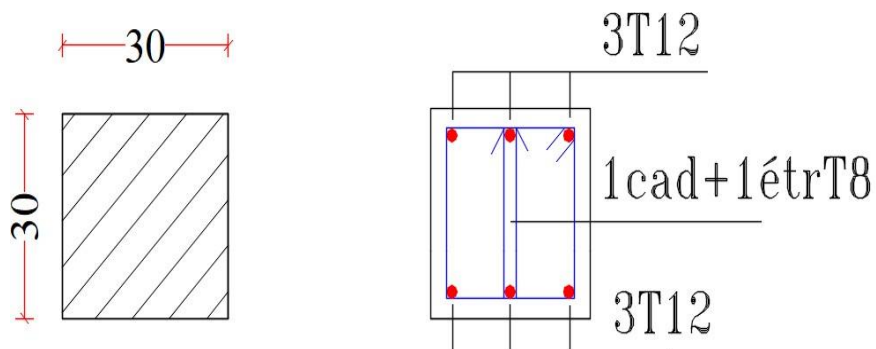
$$\varnothing t \leq \min \{30/35 ; 30/10 ; 1,4\} \Rightarrow \varnothing t \leq \min \{0,85 ; 3 ; 1,4\} \Rightarrow \varnothing t \leq 8,5\text{mm}$$

On adopte: $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$s_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\varnothing_l\} = \min \{20 \text{ cm} ; 15 \times 1,4\} = \min \{20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

→ on prend $s_t = 15 \text{ cm}$

VI.11.4. Schéma des ferrailages :

FigVI.9- Schéma ferrailage de longrine

Conclusion générale

Conclusion général

Dans le cadre de ce projet, notre étude nous a donné l'opportunité de mettre en pratique l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur, en particulier en apprenant les diverses techniques de calcul, les concepts et les règlements qui régissent le domaine étudié. En outre, il est possible d'acquérir de nouvelles connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, y compris celles utilisant des robots et des logiciels tels que Autocad, ce qui permet de gagner du temps et de faciliter l'analyse et le dessin des structures.

Il est nécessaire de mettre à jour régulièrement les règlements parasismiques en raison des avancées scientifiques importantes dans la compréhension des séismes et la maîtrise de leur phénomène, afin de garantir une protection acceptable des vies humaines et des constructions contre les actions sismiques, sans négliger le côté économique.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- + RPA99V2003 : Règlement Parasismique Algérienne.
- + DTR B.C.2.2 : Document Technique Réglementaire,(Charge et surcharges).
- + CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.
- + BAEL91 : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites.

LES MEMOIRES DE FIN D'ETUDE :

- + Etude d'un bâtiment R+6 en béton armé à usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs.
 - Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2022).
- + Etude d'un bâtiment R+5+2Sous-sol à usage multiple contreventé par un système mixte « voile portique ».
 - Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2023)
- + Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 avec commerce.
 - Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2022)

COURS :

- + Cours Béton Armé PR S.BOUZIANE.
- + Cours Dynamique des structures PR H.BOUZRED.
- + Cours Structure en béton armé PR D.MENDJEL.

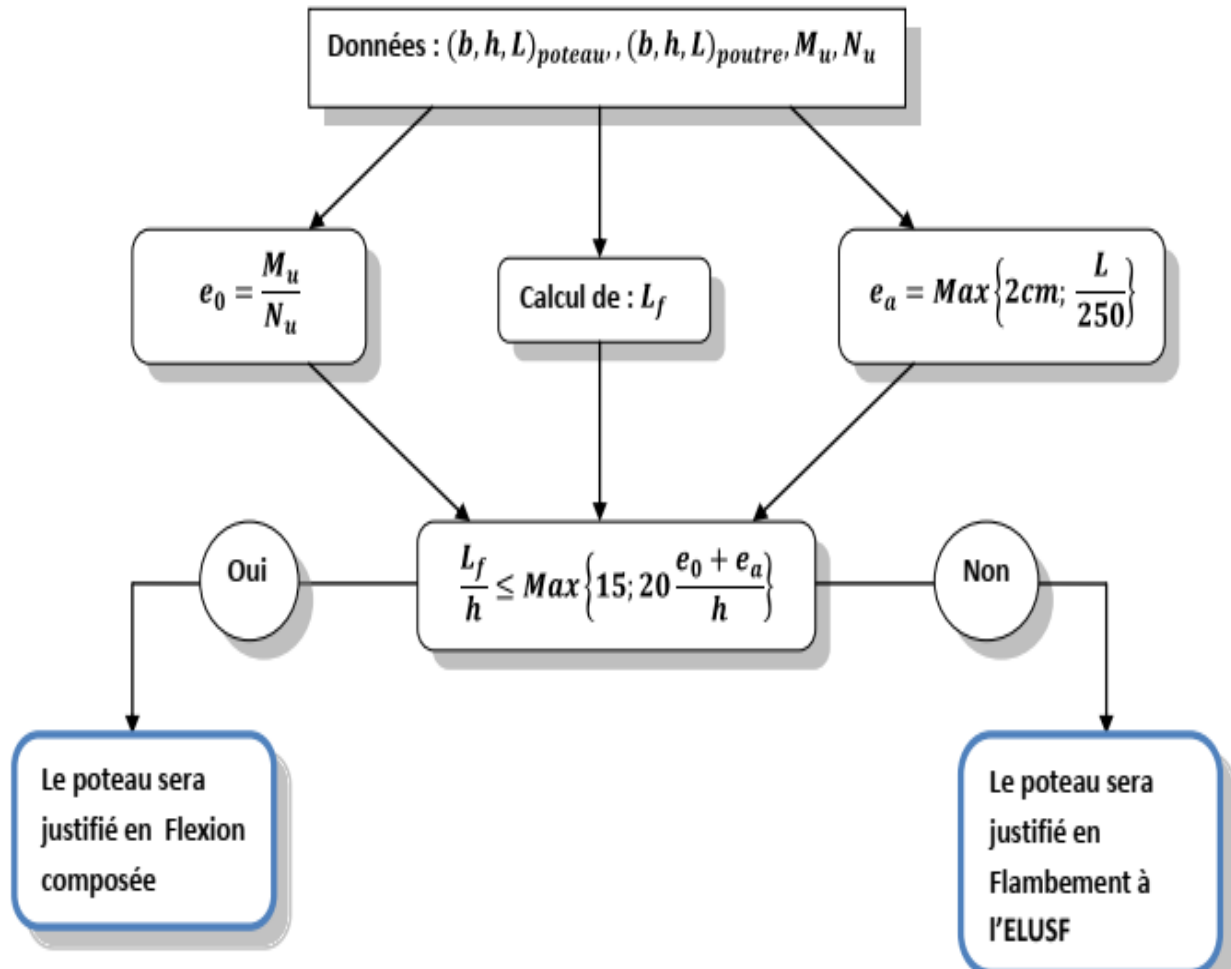
OUTILS INFORMATIQUE.

- + Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- + WORD 2013.

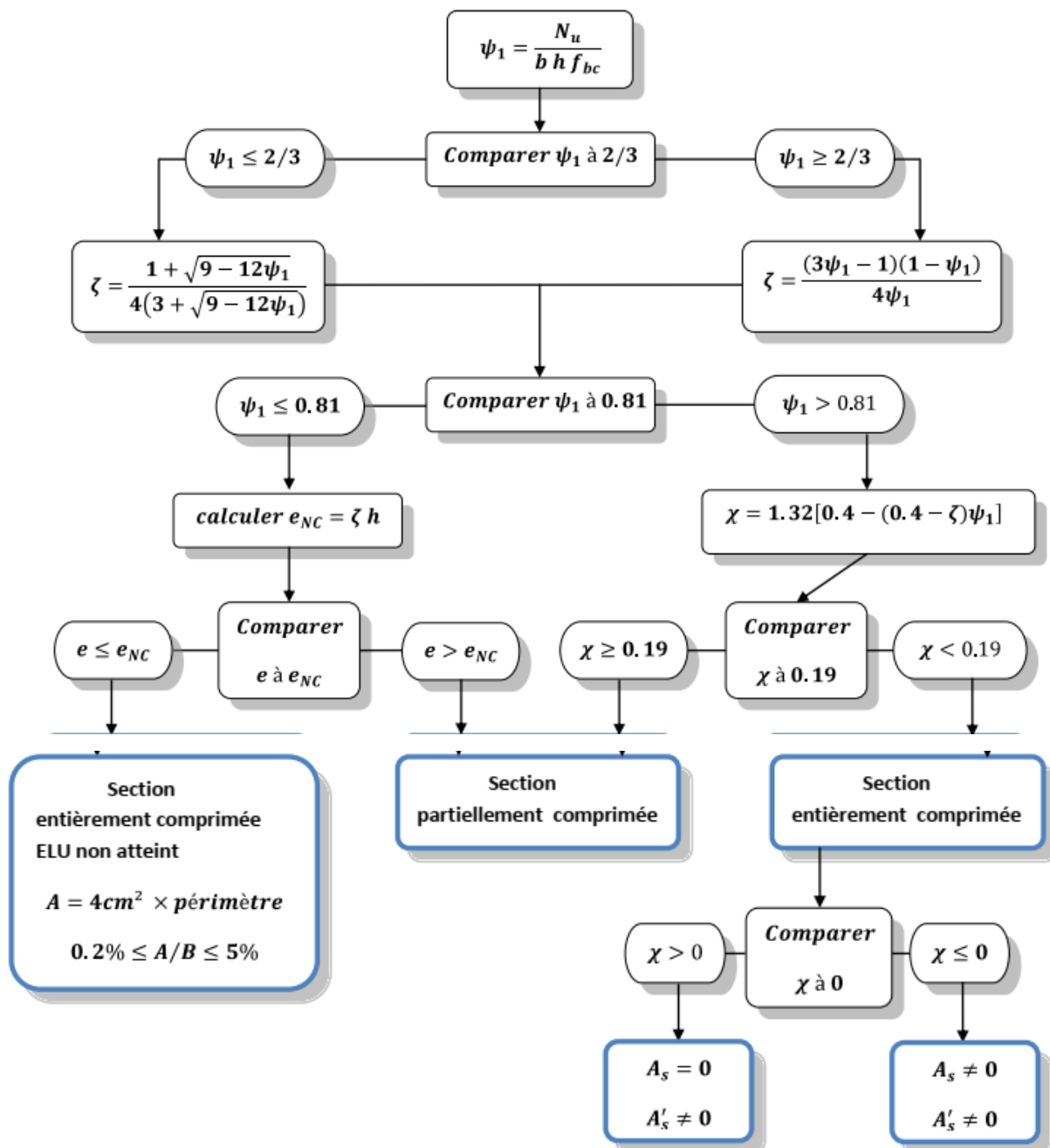
Annexes

Annexes

Organigramme de justification du mode travail des poteaux :



Organigramme de justification l'Etat de contrainte des sections soumises à la flexion composée



Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes

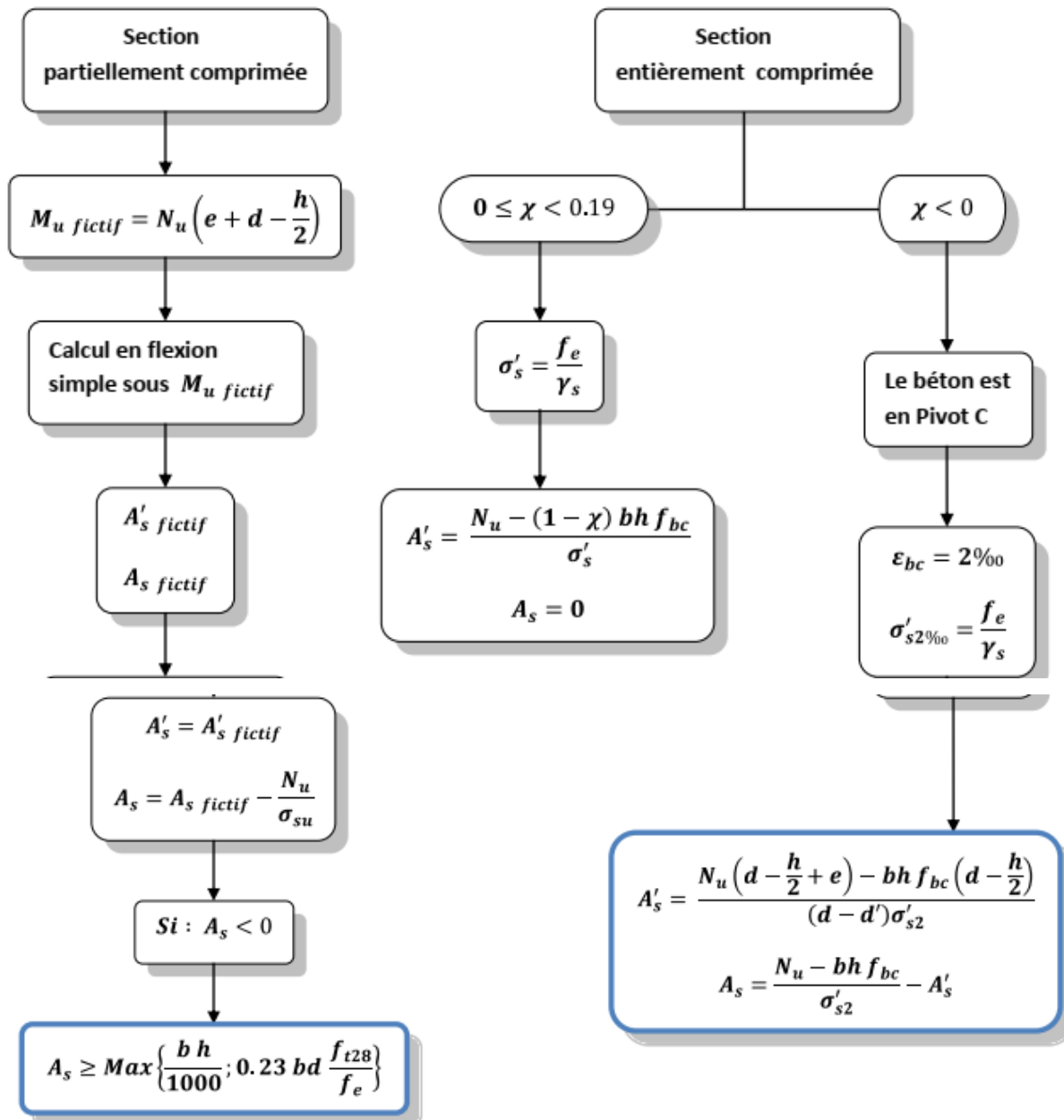


Table de Pigeaud

$\rho =$ $1_x/1_y$	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ $1_x/1_y$	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Table de Pigeaud

$$\rho = 0.8$$

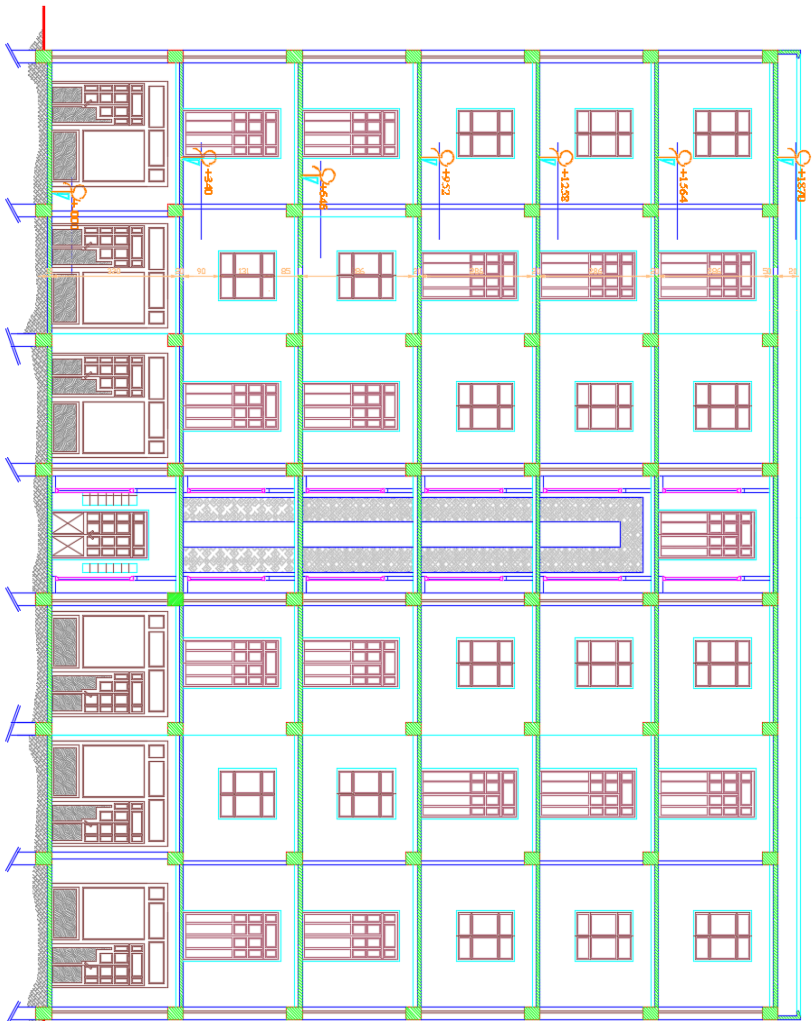
$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,237	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,078	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,059	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Tableau des sections d'armatures

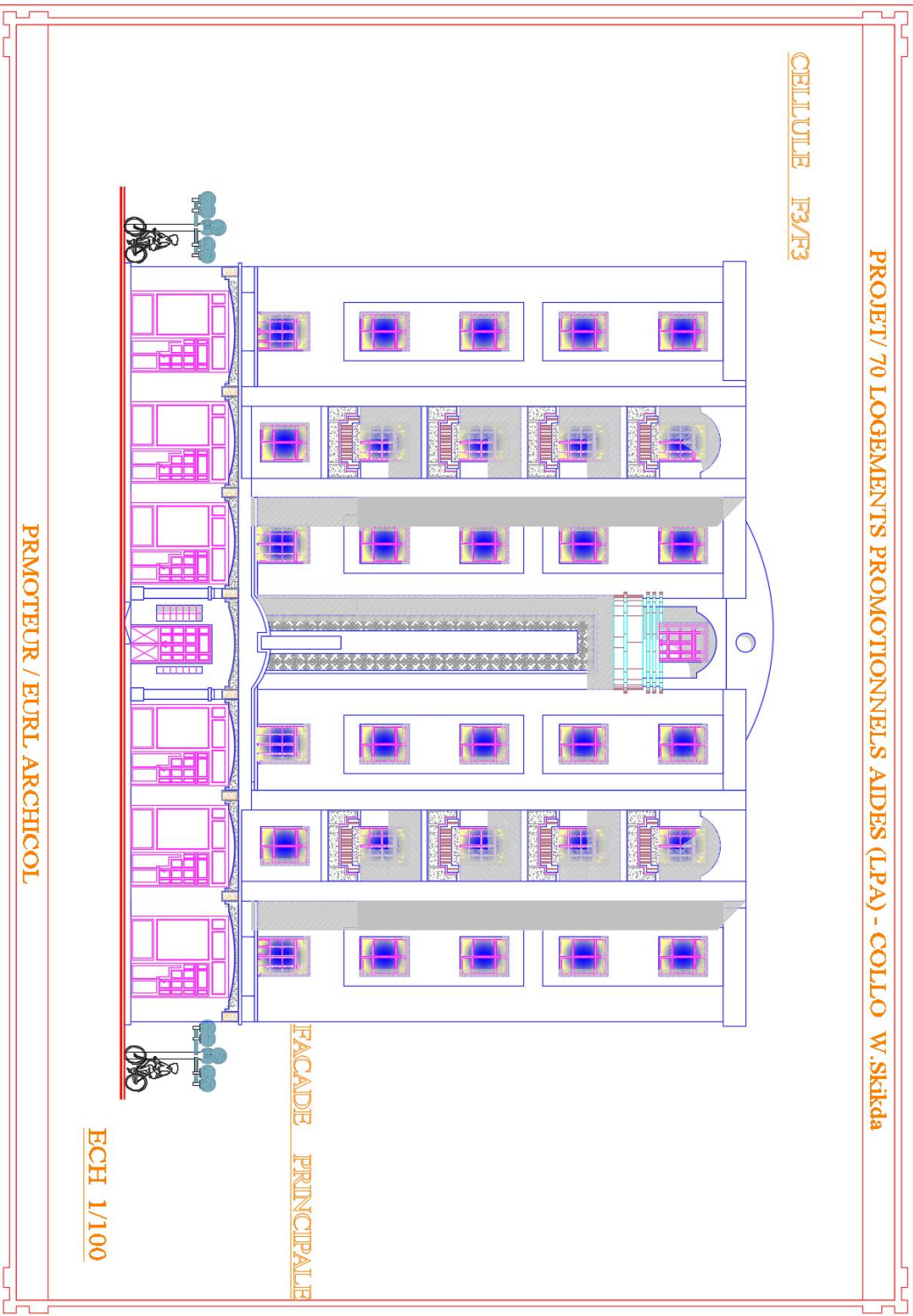
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (P.P.A) - COILLO W.Skikda

CELLULE F3/F3

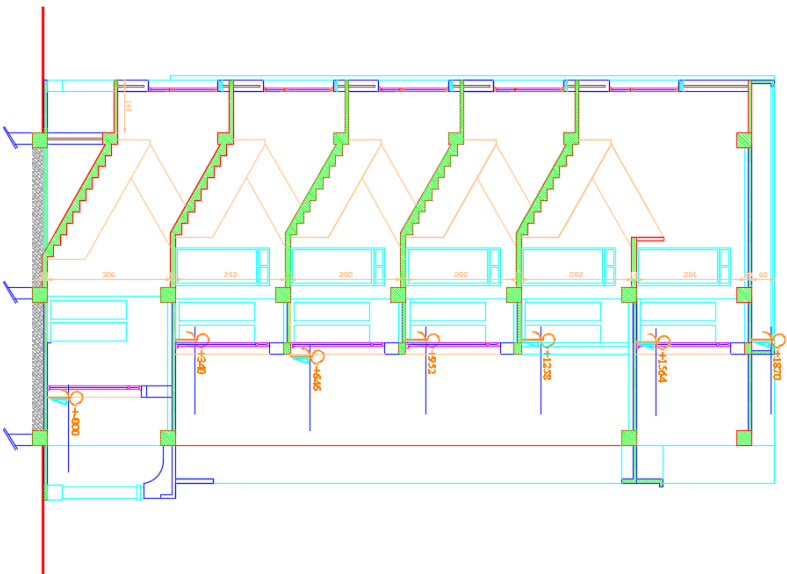


COUPE A A
ECH 1/100



PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (LPA) - COLLO W. SKIKDA

CELLULE I3/I3



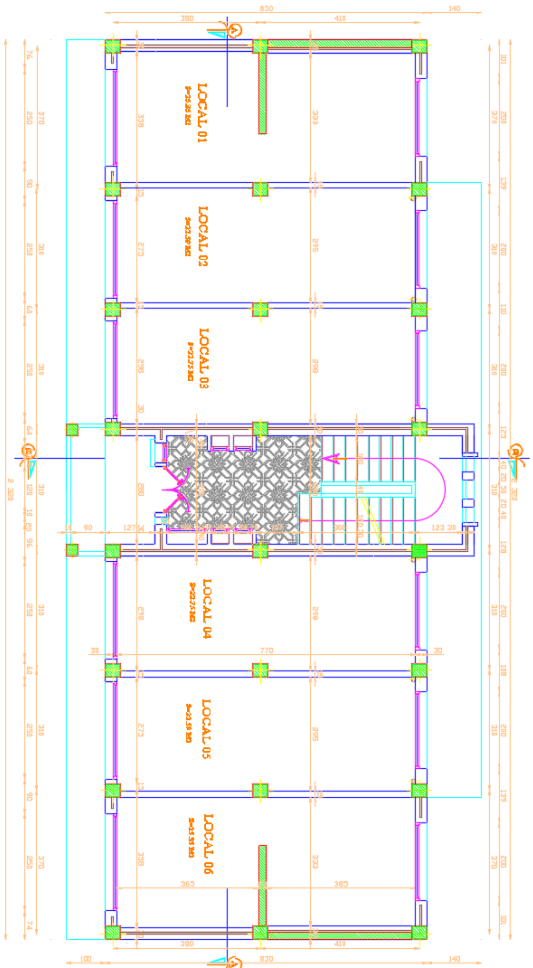
COUPE B-B

ECH 1/100

PRMOTEUR / EURL ARCHICOL

PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (LPA) - COILLO W.Skikda

CELLULE R3/R3



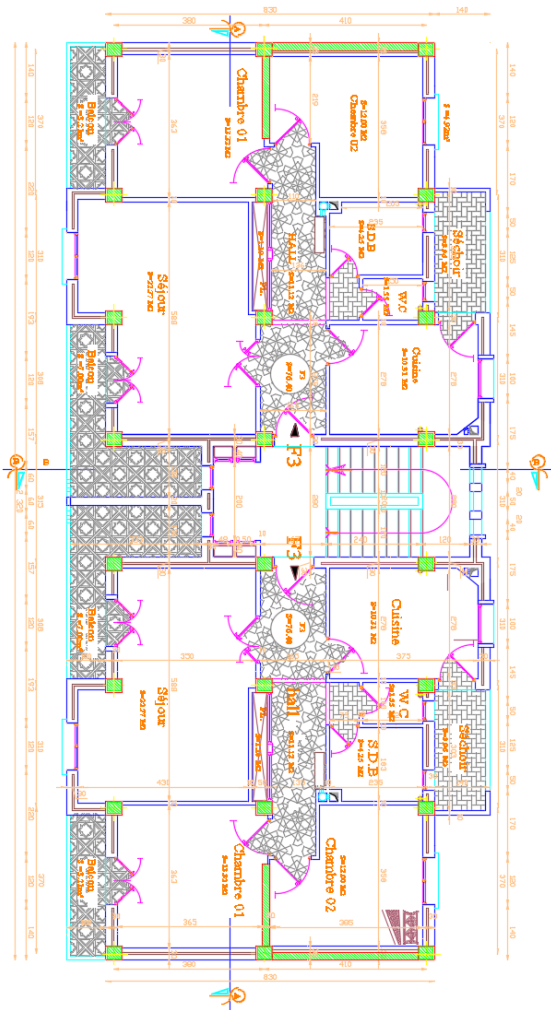
FICHE TECHNIQUE	
DESCRIPTION	Surface
LOCAL 01	23,35
LOCAL 02	22,39
LOCAL 03	22,75
LOCAL 04	22,75
LOCAL 05	22,39
LOCAL 06	23,35
TOTAL	141,98

PRMOTEUR / EURL ARCHICOL

PLAN R D C
ECH 1/100

PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (LPA) - COLLO W. SIKIKDA

CELLULE F3/F3



FICHE TECHNIQUE	
DESCRIPTION	Surface (m²)
ENTREE	22,77
CHAMBRE 01	13,52
CHAMBRE 02	12,00
CUISINE	10,31
S.D.B	4,25
W.C	1,55
HALL	1,10
Chambre	11,12
Surface totale habitable	76,43
Surface	10,21
Surface totale	86,64

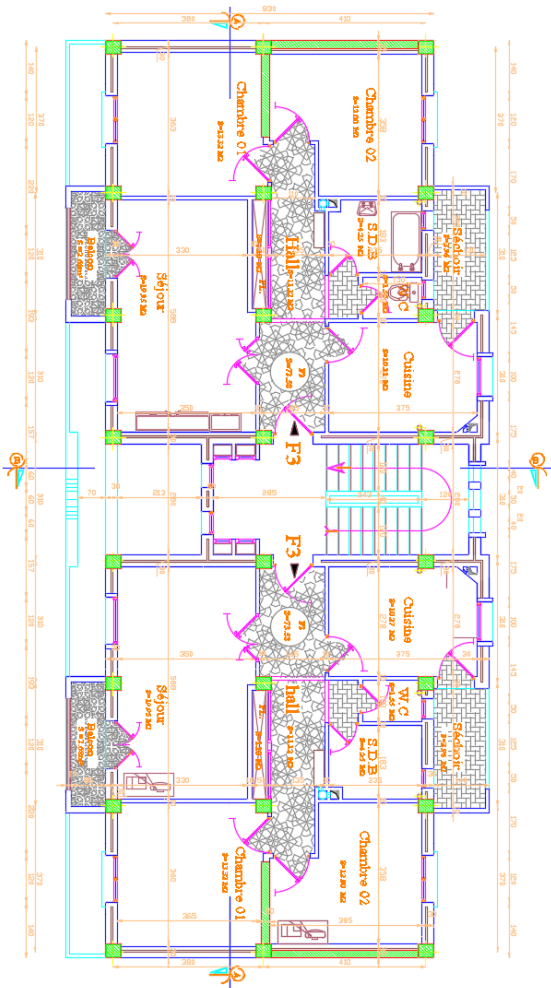
PLAN 1 ER ETAGE

ECH 1/100

PRMOTEUR / EURL ARCHICOL

PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (LPA) - COLLO W. Skikda

CELLULE F3/F3



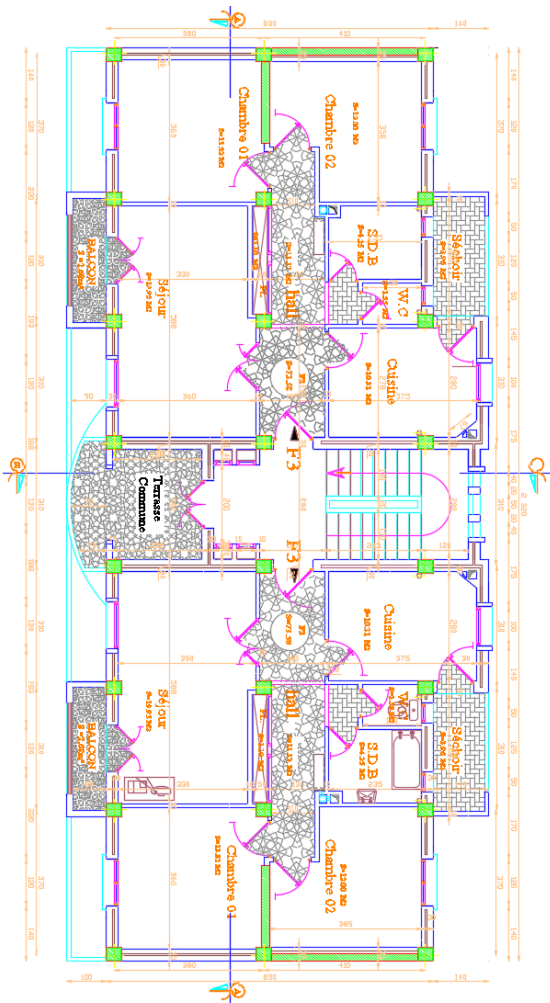
FICHE TECHNIQUE	
DESCRIPTION	Surface (m²)
SURFACE	19,95
CHAMBRE 01	13,82
CHAMBRE 02	12,00
SEJOUR	10,31
CUISINE	4,55
S.D.B.	1,55
BALCON	1,10
Escalier	11,12
Chambre (Total, habitable)	73,60
Bâtiment	2,05
Surface	80,24
Total Surface, Ventes	80,24

PLAN 2 3 ET 4ème ETAGE

ECH 1/100

PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (LPA) - COLLO W.Skikda

CELLULE F3/F3



FICHE TECHNIQUE	
Intitulé	Surface (m²)
REMISE	19,95
CHAMBRE 01	13,32
CHAMBRE 02	12,10
CUISINE	10,31
W.C	4,25
Séjour	1,10
Cuisine	11,12
W.C	2,66
S.D.B	7,90
Terrasse	11,42
Total Surface utile	82,44

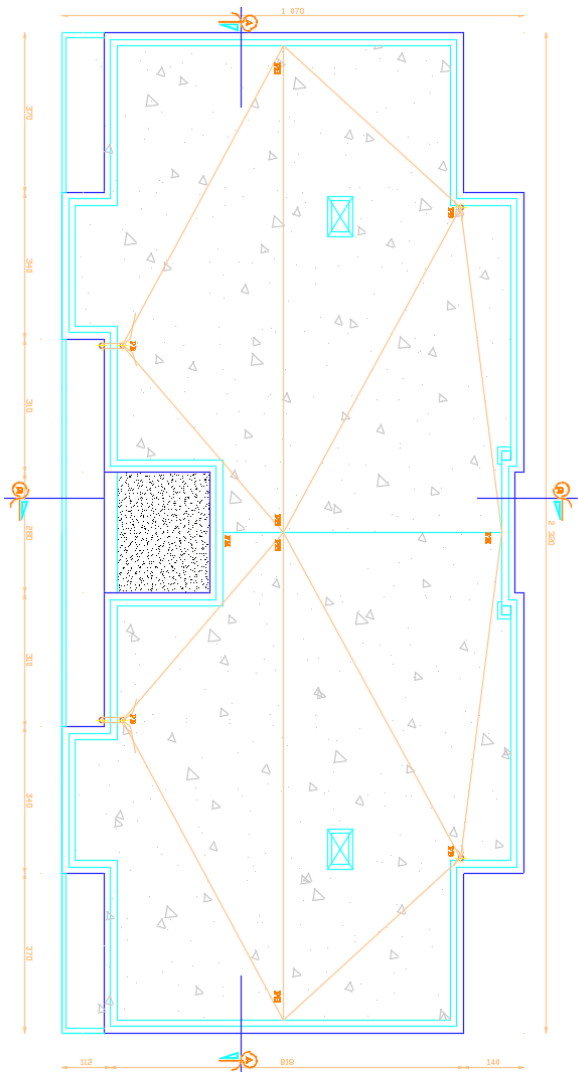
PRMOTEUR / EURL ARCHICOL

PLAN 5ème ETAGE

ECH 1/100

PROJET/ 70 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AIDES (LPA) - COLLO W. Skikda

CELLULE F3/F3



PLAN DE TOITURE

ECH 1/100

PROMOTEUR / EURL ARCHICOL