

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Technologie



N° Ref :

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

Spécialité : Génie Civil

Option: Structure

**Pré-dimensionnement et calcul d'un bâtiment
d'habitation multi-étagée**

Réalisé par :

- OUARET CHAHRA

- BOULAHILBE CHAIMA

Soutenu devant le jury :

M. DJEGHADER Djamel

Mme G UETTICHE Abdelheq

Mme TIOUA Tahar

Président

Examineur

Promoteur

Année universitaire : 2024/2025



الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم والصلاة والسلام على أشرف المرسلين محمد صلى الله عليه وسلم

إلى من لا يطيب الليل إلا بذكره ولا يطيب النهار إلا بشكره .. الله جلّ جلاله إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة ونصح الأمة

نبي الرحمة ونور العالمين

"سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم"

بكل حب أهدي ثمرة نجاحي وتخرجي

إلى من أحمل اسمهما بكل فخر ومهدا لي طريق العلم طالما عاهدتهم بهذا النجاح، ها أنا أتممت وعدي وأهديته إليكم "**والدي العزيزين**" إلى ملاكي اللاتي رزقني الله بهما، لا أعرف من خلالها سوى طعم الحياة الجميلة تلك الملاك اللتي غيّرت مفاهيم الحب والصداقة والسند في حياتي **أختي مريم** جعلني الله وإياكي من البارات

إلى إختوتي **عبد النور واسلام و نجم الدين**، إلى من كانوا لي بعد الأب، سندًا وأمانًا أنتم الداعمين الحقيقيين في كل مراحل حياتي

إلى براعم المسجد الذين تشرفت بتعليمهم، أهدي هذا العمل تقديرًا لحبهم، وبراءتهم ودعاء أن يجعلهم الله من حفظة كتابه

شكرا لصديقتي **شهرة** التي شاركتني هذا العمل

شيماء

210215



(وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)
الحمد لله على التمام و حسن الختام

إهداء

إلى من كان حضوره في حياتي بركة، وسنده قوتي...
إلى أبي العزيز،
يا من زرعت في قلبي الثبات، وغرست في نفسي الطموح،
شكراً لك الذي استندت عليه حين تعبت، ولحنانك الذي منحني الثقة
لأكمل طريقي...
كل حرف في هذه الصفحات يحمل من أثرك شيئاً.

إلى من كانت دعواتها نوراً، وابتسامتها شفاء...
إلى أمي الغالية،
يا من جعلت من عطائك حباً لا يُقاس، ومن صبرك درساً في الإيمان...
لك وحدك أرفع هذا الإنجاز، لأنك كنت فيه القلب والدعاء والسند.

إلى إخوتي الأعزاء **أحلام** و **عبد الجليل** و **سيف الدين** و **رانية** و **امال** و **وليد** و
امير

أنتم الرفاق الأوائل، وأنتم الضحكة التي خفت عناء الأيام،
شكراً لدعمكم الصادق، لاهتمامكم الصامت، ولحبكم الذي كان زادي في
الطريق.

إلى خطيبي العزيز **رضوان**
أهديك هذا العمل عربون شكر ووفاء،
لأنك كنت النور الذي هدأ خوفي، والصوت الذي شجّعني في كل لحظة
ضعف...
شكراً لأنك آمنت بي حين شككت في نفسي.

و شكراً إلى صديقتي **شيماء** التي شاركتني العمل.

. شهرة .

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :

Nos familles : *Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

A Mr TIOUA TAHAR : *Notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Nous adressons un grand merci à **Dr M.Rabehi** et **Dr Ch .Belghiat** pour leur soutien constant, leur disponibilité et leurs précieux conseils tout au long de notre travail. Leur aide a été essentielle et profondément appréciée.*

Aux membres de jury : *Pour avoir accepté de juger notre travail.*

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.



Liste des abréviations et symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
E	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
G	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
I	Inertie du linteau

I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j_θ	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
D	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
A	Côte du poteau carré.
B	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.

f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_1	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

Table des matières

الإهداء

REMERCIEMENT

Liste des abréviations et symboles

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

Introduction générale 1

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction 3

I.2. Présentation de l'ouvrage 3

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment 7

I.2.2. Caractéristiques géométriques du sol 8

I.3. Description de l'ossature 8

I.3.1. Conception structurales..... 8

I.3.2. Planchers..... 8

I.3.2.1. Planchers corps creux..... 8

I.3.2.2. Planchers dalle pleine..... 9

I.3.3. Poutres 9

I.3.4. Poteaux..... 9

I.3.5. Escalier..... 10

I.3.6. Revêtement 10

I.3.7. Voiles 10

I.3.8. Maçonnerie 10

I.3.9. Infrastructure..... 10

I.3.10. Acrotère 10

I.3.11. Terrasse..... 11

I.3.12. Isolation 11

I.4. Les Matériaux utilisé 11

I.4.1. Le Béton..... 11

I.4.1.1. Composition du béton 11

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression 11

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction	12
I.4.1.4. Contrainte de calcul de béton comprimé.....	12
I.4.2. Acier.....	13
I.4.2.1. Type d'acier utilisé.....	13
I.4.2.2. Contrainte limite.....	13
I.5. Actions et sollicitations	14
I.5.1. Actions	14
I.5.2. Sollicitations	15
I.6. Conception structurelle :.....	17
I.7. Conclusion.....	17
Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges	
II.1. Introduction	19
II.2. Pré dimensionnements des éléments non structuraux	19
II.2.1. Planchers.....	19
II.2.1.1. Planchers à corps creux.....	19
II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux	25
II.3.1. Poutres	25
II.3.2. Poteaux	27
II.3.3. Les voiles.....	29
II.4. Descente des charges.....	30
II.4.1. Evaluation des charges	30
II.4.1.1. La charge d'exploitations	35
II.5. Conclusion.....	42
Chapitre III Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction.....	44
III.2. Calcul de l'acrotère	44
III.2.1. Effort sismique au sommet de l'acrotère	45
III.2.2. Calcul des sollicitations.....	45
III.2.3. Ferrailage	46
III.2.4. Calcul de l'excentricité	47
III.3. Les balcons	51
III.3.1. Evaluation des charges	52
III.3.2. Calcul des sollicitations.....	53
III.4. Calcul des escaliers.....	57

III.4.1. Définition	57
III.4.2. Combinaison des charges	57
III.4.2.1. Calcul des charges à l'ELU et l'ELS	58
III.4.2.2. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants	59
III.4.2.3. Calcul de ferrailage	62
III.5. Poutre de palier	70
III.5.1. Evaluation des charges	70
III.5.2. Combinaison de charges et surcharges	70
III.5.3. Ferrailage de la poutre palier	71
III.6. Calcul des planchers	78
III.6.1. Calcul des poutrelles	79
III.6.1.1. Disposition des poutrelles	79
III.6.1.2. Dimensions de la poutrelle :	79
III.6.1.3. Les différents types des poutrelles	80
III.6.1.4. Calcul des sollicitations des charges et les sur charges des poutrelles	80
III.6.1.5. Choix de la Méthode de calcul :	81
III.6.1.5.1. Méthode forfaitaire	81
III.6.1.5.2. Méthode de Caquot	83
III.6.1.6. Méthode de Caquot minoré	84
III.6.1.7. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :	84
III.6.1.8. Les sollicitations dans les différents types des poutrelles :	84
III.6.2. Ferrailages des poutrelles	88
III.6.2.1. Etude de la dalle de compression	113
 Chapitre IV Etude dynamique en zone sismique	
IV.1. Introduction	116
IV.2. Buts de l'analyse dynamique	116
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques	116
IV.3.1. Méthode statique équivalente	116
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	117
IV.4. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente	118
IV.4.1. Définitions de la valeur des coefficients	119
IV.5. Modélisation et résultats	123
IV.5.1. Modélisation	123
IV.5.2. Analyse de la structure	123

IV.6. Calcul des Actions Sismiques.....	126
IV.6.1. Calcul de déplacements.....	130

Chapitre V Ferrailages des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	136
V.2. Actions et sollicitations :.....	136
V.3. Ferrailage des poteaux :	138
V.3.1. Hypothèses de calcul	139
V.3.2. Etat limite de stabilité de forme	139
V.3.3. Détermination des sections d'acier :	140
V.4. Recommandations des règlements :.....	146
V.4.1. Armatures longitudinales :	146
V.4.2. Vérifications :.....	149
V.5. Ferrailage des poutres :	153
V.5.1. Recommandations du RPA	154
V.5.2. Ferrailage des poutres	155
V.5.2.1. Poutre principale.....	155
V.5.2.2. Poutre secondaires :	161
V.6. Ferrailage des voiles :	167
V.6.1. Exposé de la méthode.....	169
V.7. Conclusion	179

Chapitre VI Etude des fondations

VI.1. Introduction	181
VI.2. Facteur de choix du type de fondation.....	181
VI.3. Choix de type de fondation.....	181
VI.3.1. Vérification de la semelle isolée	182
VI.3.2. Vérification de la semelle filante :	184
VI.3.3. Dimensionnement de la semelle :	184
VI.3.3.1. Calcul de la hauteur de la semelle :	187
VI.3.3.2. Vérification au poinçonnement :	187
VI.3.3.3. Calcul de la poutre de rigidité :	188
VI.3.4. Calcul des sollicitations :	189
VI.3.5. Calcul Ferrailage :	191
VI.3.5.1. En Appuis :.....	191
VI.3.5.2. Sur travée :.....	192

VI.4. Schéma de ferrailage semelle filante	194
VI.5. L'étude des longrines.....	194
VI.5.1. Pré dimensionnement	194
VI.5.2. Ferrailage de la longrine	195
VI.5.3. Condition de non fragilité	196
VI.5.4. L'espacement	196
VI.5.5. Armatures transversales	196
VI.6. Schéma de ferrailage La Longrine.....	196
VI.7. Conclusion :	197
Conclusion générale	199
Références bibliographiques.....	201
Annexes	203

Liste des tableaux

Tableau II-1: section des poteaux préalable.	28
Tableau II-2: Évaluation des charges permanentes des planchers terrasses.....	30
Tableau II-3: Évaluation des charges permanentes des planchers courants.	31
Tableau II-4: Évaluation des charges permanentes de dalle (balcon).	32
Tableau II-5: Charge permanents des murs extérieur.....	32
Tableau II-6: Charge permanents des murs intérieurs.....	33
Tableau II-7: Évaluation des charges permanentes du paillasse	34
Tableau II-8: Évaluation des charges permanentes de palier	34
Tableau II-9: Évaluation des poids propres des poteaux	36
Tableau II-10: Dégression des charges d'exploitation	37
Tableau II-11: Descente de charge du poteau.....	38
Tableau III-1: Récapitulatif des résultats	54
Tableau III-2: Récapitulatif des résultats.	55
Tableau III-3: Récapitulatif des résultats.	56
Tableau III-4: Combinaisons des charges d'escalier.....	58
Tableau III-5: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	61
Tableau III-6: Les charges d'escalier	62
Tableau III-7: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	62
Tableau III-8: Vérification des contraintes à l'ELS.	65
Tableau III-9: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	72
Tableau III-10: Vérification a l'ELS de la poutre palière.	75
Tableau III-11: Les combinaisons d'action.....	80
Tableau III-12: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.	84
Tableau III-13: Les sollicitations maximums à ELU.	88
Tableau III-14: Les sollicitations maximums à ELS	88
Tableau III-15:: Tableau de ferrailage à l'ELU.	89
Tableau III-16: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	91
Tableau III-17: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	92
Tableau III-18:: Vérification des contraintes à l'ELS	95
Tableau III-19: Vérification des contraintes à l'ELS	96
Tableau III-20: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	102
Tableau III-21: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	103

Tableau III-22: Tableau de ferrailage à l'ELU	104
Tableau III-23: Vérification des contraintes à l'ELS	107
Tableau III-24: Vérification des contraintes à l'ELS	108
Tableau III-25: ferrailage des poutrelles	112
Tableau IV-1: Coefficient d'accompagnement.....	119
Tableau IV-2: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 (Zones IV, V et VI).....	121
Tableau IV-3: Valeurs des coefficients d'importance	121
Tableau IV-4: Valeurs du coefficient de comportement R.	121
Tableau IV-5: Valeur de facteur de qualité.....	122
Tableau IV-6: Périodes et factures de participation massique modale.	124
Tableau IV-7: La relation entre la période empirique et analytique.	126
Tableau IV-8: Valeurs du coefficient C_t	127
Tableau IV-9: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	128
Tableau IV-12: centre de masse et centre de torsion.	129
Tableau IV-13: Vérification de l'excentricité accidentelle.	130
Tableau IV-14: Vérification de déplacement.....	130
Tableau IV-15: Vérification au renversement sens x.....	131
Tableau IV-16: Vérification au renversement sens y.....	132
Tableau IV-17: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.	133
Tableau IV-18: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens x-x	134
Tableau IV-19: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens y-y.	134
Tableau V-1: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :	138
Tableau V-2: Sollicitations dans les poteaux.	139
Tableau V-3: Ferrailage longitudinal des poteaux.	146
Tableau V-4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	147
Tableau V-5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[2]dans les poteaux.	147
Tableau V-6: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	149
Tableau V-7: Justification de la contrainte de cisaillement	150
Tableau V-8: Sollicitations de la poutre principale.....	155
Tableau V-9: Ferrailage des poutres principales.....	157
Tableau V-10: Vérification à l'ELS de la poutre principale	160

Tableau V-11: Sollicitations de la poutre secondaires.	161
Tableau V-12: Ferrailage des poutres secondaire.	163
Tableau V-13: Vérification a l'ELS de la poutre secondaire.	166
Tableau V-14: Sollicitations de calcul (voile plein).....	170
Tableau V-15: Résultats du ferrailage vertical voiles (RDC +1ereETA+2ere).	178
Tableau VI-1: Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "ELU"	185
Tableau VI-2: Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "ELS"	186
Tableau VI-3: Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a " G+0.2Q+1.4EX "	186
Tableau VI-4: Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a " G+0.2Q-1.4EX "	186
Tableau VI-5: Résultats du moment maximal.	190
Tableau VI-6: Résultats de calcul ce ferrailage	193

Liste des figures

Figure I-1: Coupe de façade principale.....	3
Figure I-2: Façade Postérieure	4
Figure I-3: Coupe vertical du bâtiment	5
Figure I-4: Vue en Plan de RDC	6
Figure I-5: plan terrasse.....	6
Figure I-6: Vue en Plan étages courant	7
Figure I-7: Plancher en corps creux	9
Figure I-8: Dalle pleine	9
Figure I-9: Diagramme Contrainte déformations du béton.....	13
Figure I-10: Diagramme contraintes déformations de l'acier	14
Figure II-1: Plancher à corps creux.....	20
Figure II-2: Dimensions d'une poutrelle.....	20
Figure II-3: Disposition des poutrelles.	21
Figure II-4: Schéma de l'Acrotère	21
Figure II-5: Coupe en élévation d'escalier.....	23
Figure II-6: Poutre principale et secondaires	26
Figure II-7: Voile en béton armé.....	29
Figure II-8: Plancher à corps.....	30
Figure II-9: Plancher étage courant.....	31
Figure II-10: Dalle pleine.....	32
Figure II-11: Mur Extérieur	32
Figure II-12: Murs intérieurs.....	33
Figure II-13: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).	35
Figure II-14: Schéma statique de la descente de charge.	38
Figure III-1: Coupe de l'acrotère.	44
Figure III-2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	46
Figure III-3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III-4: coupe A-A.....	51
Figure III-5: Section théorique pour le ferrailage du balcon.	52
Figure III-6: Schéma de ferrailage du balcon.	56
Figure III-7: Coupe en Elévation de l'Escalier.	57
Figure III-8: Schéma Statique de l'Escalier.....	59

Figure III-9: Schéma de ferrailage d'escalier.	69
Figure III-10:: La poutre de palière.	70
Figure III-11: Schéma de ferrailage de la poutre palière	78
Figure III-12: Schéma d'une poutrelle.....	79
Figure III-13: Effort tranchant d'une poutre à de 2 travées	82
Figure III-14: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	82
Figure III-15: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	83
Figure III-16: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	114
Figure IV-1: Vue en plan et en 3D de la structure en portique	123
Figure IV-2: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.	124
Figure IV-3: Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan.	125
Figure IV-4: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.	125
Figure IV-5: Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan.	126
Figure V-1: Schéma de cadres.....	153
Figure V-2: Schéma de ferrailage des poteaux (30x40).....	153
Figure V-3: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.	153
Figure V-4: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	161
Figure V-5: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	167
Figure V-6: Zone critique à la base du voile.....	169
Figure V-7: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	169
Figure V-8: Dimensions du voile V1	172
Figure V-9: Diagramme des contraintes V1.....	173
Figure V-10: Dimensions du voile V4	176
Figure V-11: schéma de ferrailage de viols sens yy.....	179
Figure V-12: schéma de ferrailage de viols sens xx.....	179
Figure VI-1: Schéma de la semelle isolée	183
Figure VI-2: Schéma de la semelle filante sous poteaux	185
Figure VI-3: Coupe de la semelle isolée.	188
Figure VI-4: La distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qu ».....	189
Figure VI-5: Distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qs ».....	189
Figure VI-6: Coupe de la semelle filante	190
Figure VI-7: Diagramme Moment a « ELU ».....	190
Figure VI-8: Diagramme Moment a « ELS »	191
Figure VI-9: Schéma de ferrailage de semelle filante.....	194

Figure VI-10: Schéma de ferrailage de La longrine.....	196
---	-----

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, est constitué de rez de chaussée plus cinq étages.

La structure est implantée dans la wilaya de **Mila**, classée comme une zone de fort sismicité (**Zone V**) selon le Règlement Parasismique Algérien **2024**.

Le but de l'étude est d'atteindre la stabilité et la durabilité de la structure, passé par plusieurs étapes : commencez par le calcul de pré dimensionnement et descente de charge jusqu' aux les fondations.

Nous utilisons le logiciel de **Robot structural analysis 2014** pour connaitre les sollicitations, le reste de calcul a été effectuée manuellement, selon les code algérien le DTR C2.2, BAEL91modifié 99 et le RPA2024.

Mots clés : Bâtiment, Béton, ROBOT 2014, RPA2024, BAEL91.

Abstract

This project studies a building in (R+5) for residential use; the structure is located in the wilaya of **Mila**, classified as a zone of high seismicity (**zone V**) according to the Algerian Paraseismic Regulation **2024**.

The purpose of the study is to achieve the stability and durability of the structure, passed through several stages: start with the pre-sizing calculation and load descent to the foundations. We use the **Robot structural analysis 2014** software to know the stresses, the rest of the calculation was done manually, according to the regulations DTR C2.2, RNV99, BAEL91 modified 99 and RPA2024.

Keywords: Building, Concrete, ROBOT2014, RPA2024, BAEL91.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات (طابق أرضي + خمسة طوابق) الموجودة بولاية **ميلة** المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية منطقة (**V**) حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (**RPA2024**).

الغرض من الدراسة هو تحقيق استقرار ومتانة الهيكل، حيث مررنا بعدة مراحل: البدء بحساب التحجيم المسبق ونزول الحمل إلى الأساسات. نستخدم برنامج **ROBOT 2014** لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل وتم إجراء باقي الحسابات يدويًا، وفقًا للوائح DTRC2.2 و RNV99 و BAEL91 المعدلة 99 و RPA2024.

الكلمات المفتاحية : العمارة، الخرسانة، ROBOT 2014، RPA 2024، BAEL91.

Introduction générale

Introduction générale

Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment BAEL91 [1], CBA93 [3], RPA2024 [4], DTR [5]. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé. Après une descente des charges et un Pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT2014 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 [3] et le RPA2024[4]. Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation en master, le travail est subdivisés en six chapitres, le premier consiste à donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.

Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du la structure par le logiciel ROBOT2014. Le chapitre cinq nous allons étudier ferrailages des éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT2014.

Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de la fondation, suivie d'une conclusion générale.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux**

I.1. Introduction

La stabilité des structures dépend de la capacité des différents éléments structuraux (tels que les poteaux, poutres et voiles) à résister aux sollicitations, qu'il s'agisse de compression ou de traction, ainsi que de leurs dimensions et caractéristiques. Par conséquent, le calcul et la conception des éléments constitutifs d'une structure s'appuient sur des réglementations et des méthodes reconnues (comme BAEL91/99[1] et RPA 2024 [4]), prenant en compte les propriétés des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier, ainsi que le dimensionnement et l'armature des éléments porteurs.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Cette étude consiste à optimiser la disposition des voiles de contreventement dans un bâtiment (R+5) à usage d'habitation, ayant une forme rectangulaire. Le bâtiment sera implanté à **MILA (Zone V)** qui est de forte sismicité et de **groupe d'usage 2**, il fait partie d'un projet de 255 logements sociaux locatifs, en tenant compte des exigences imposées par le RPA 2024[4] et l'impact économique.



Figure I-1: Coupe de façade principale.

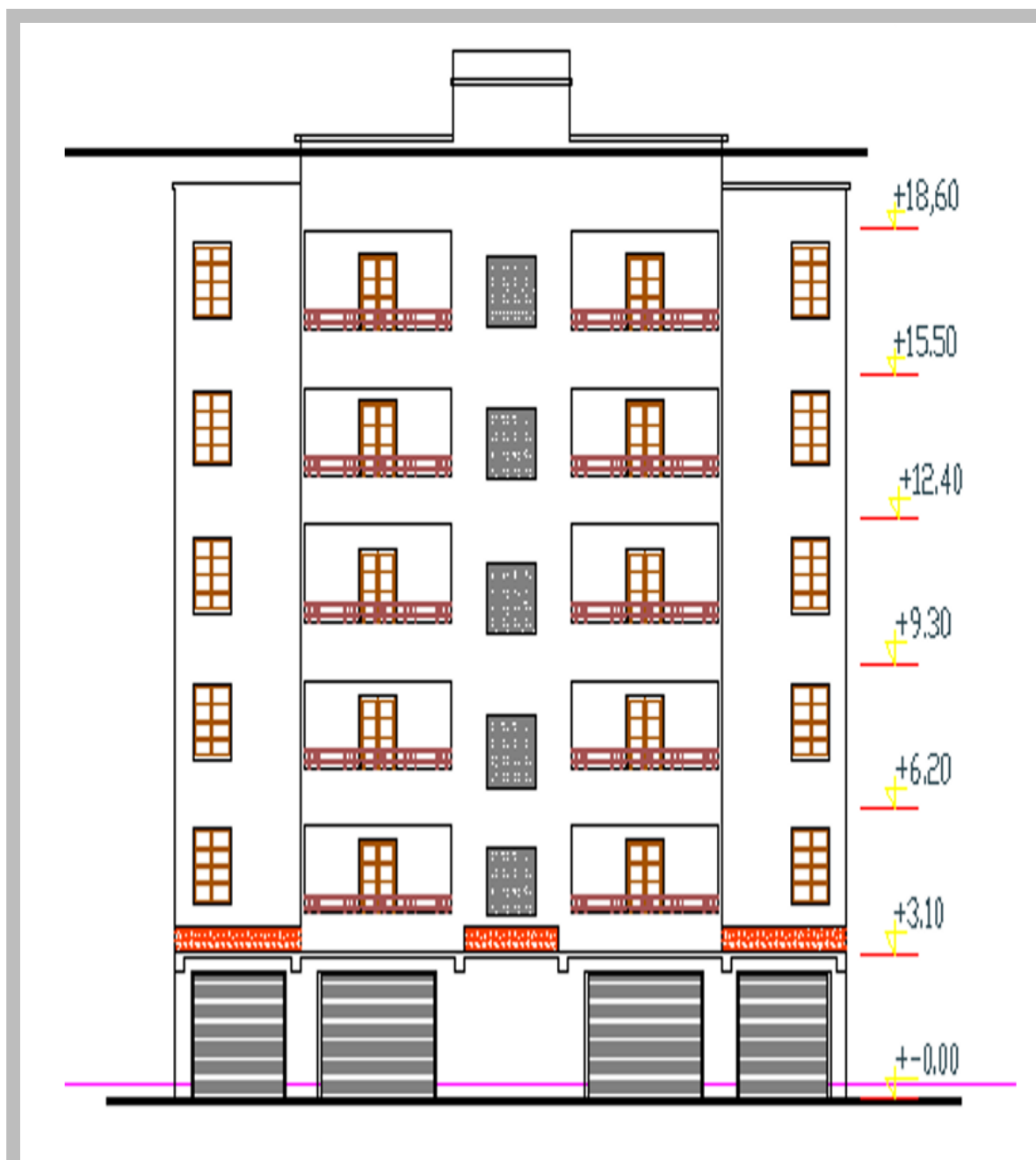


Figure I-2: Façade Postérieure

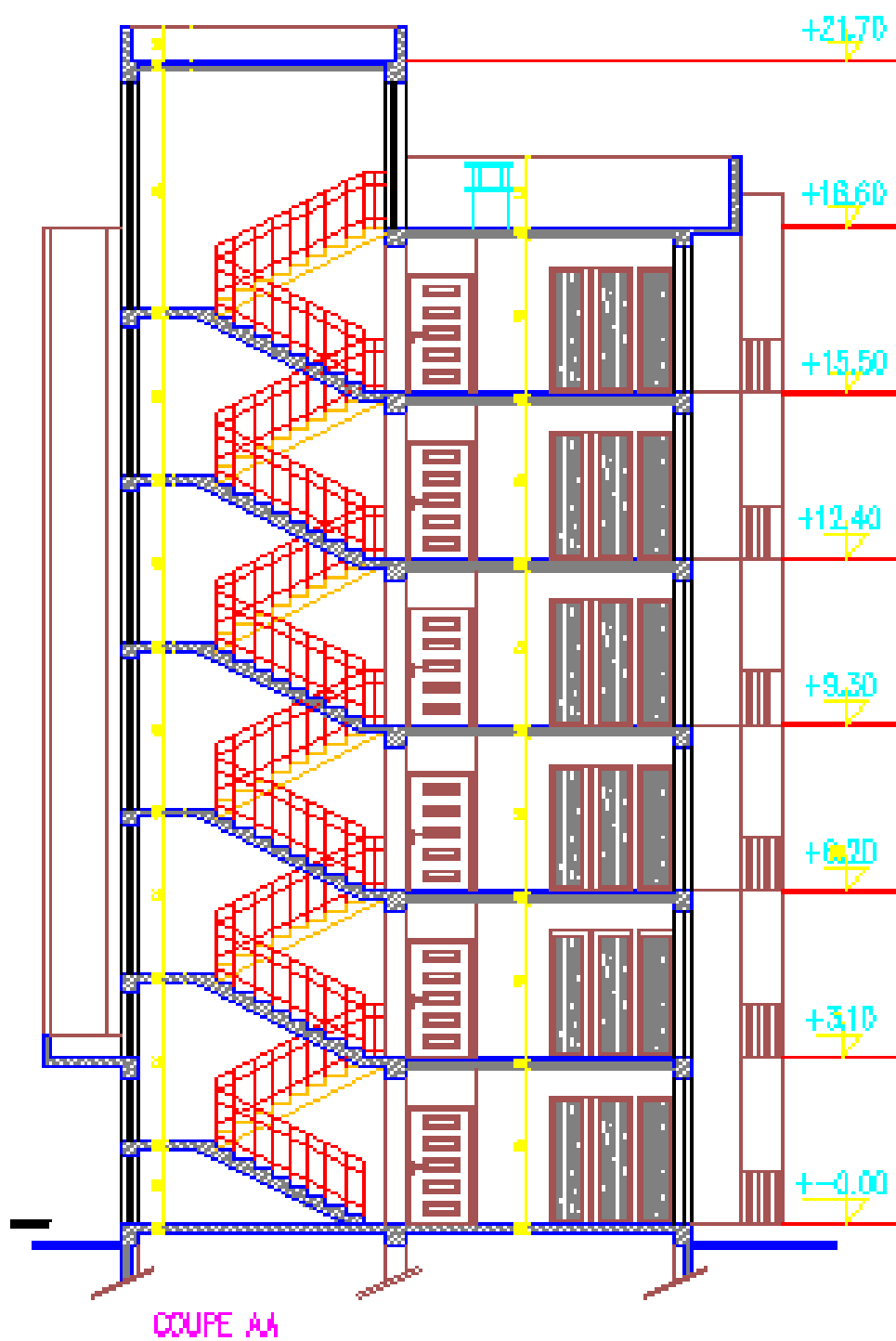


Figure I-3: Coupe vertical du bâtiment

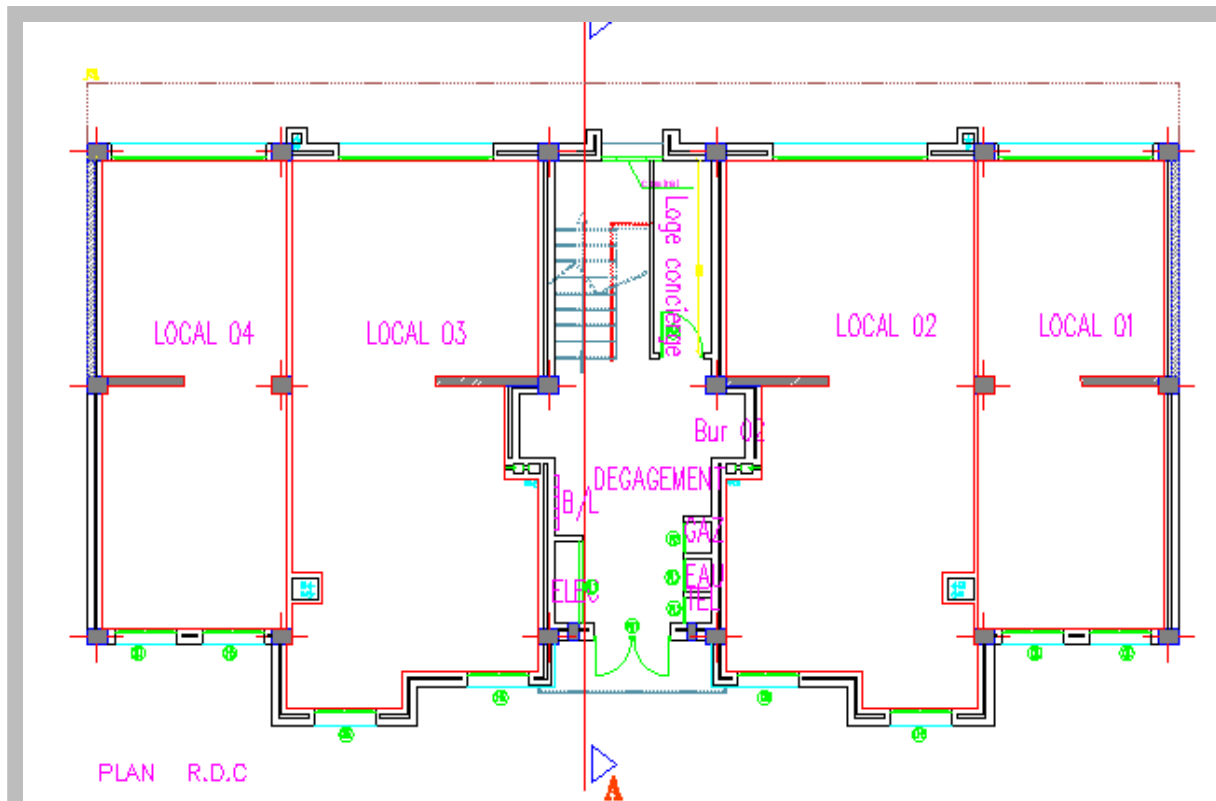


Figure I-4: Vue en Plan de RDC

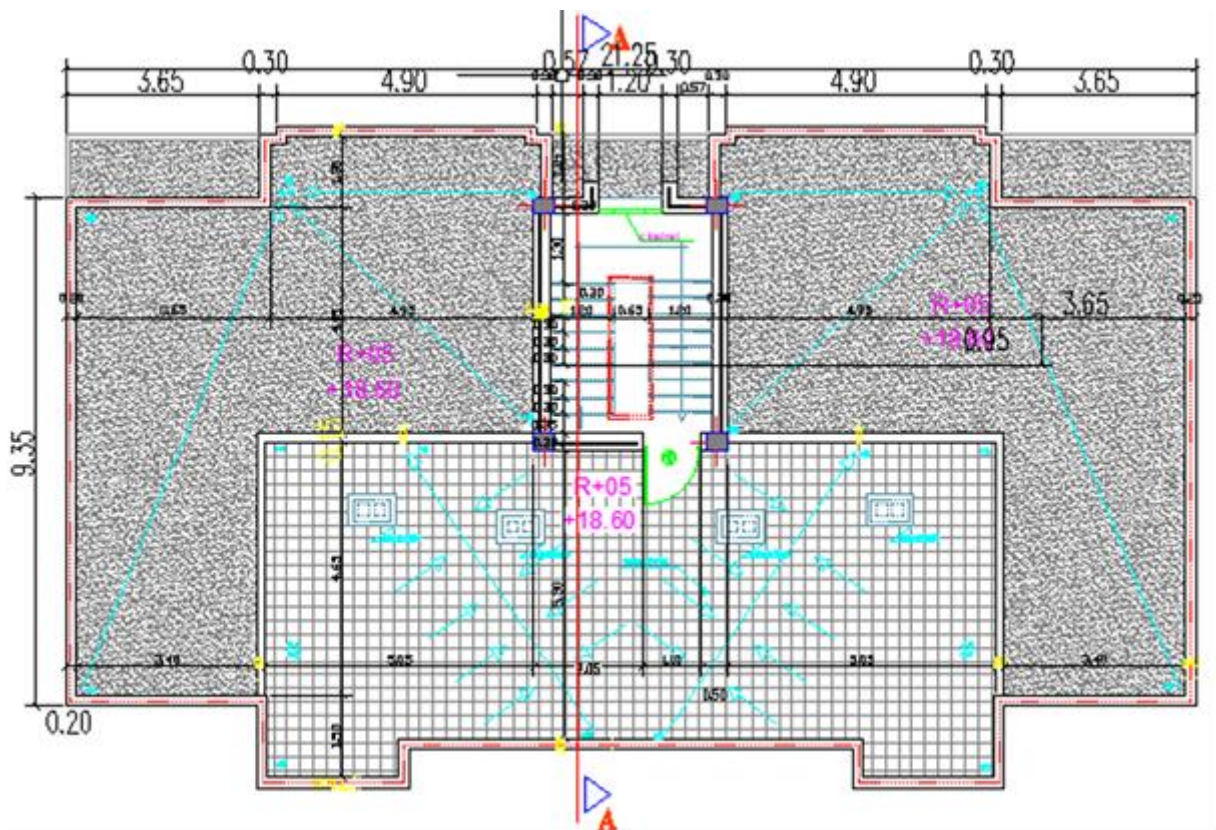


Figure I-5: plan terrasse

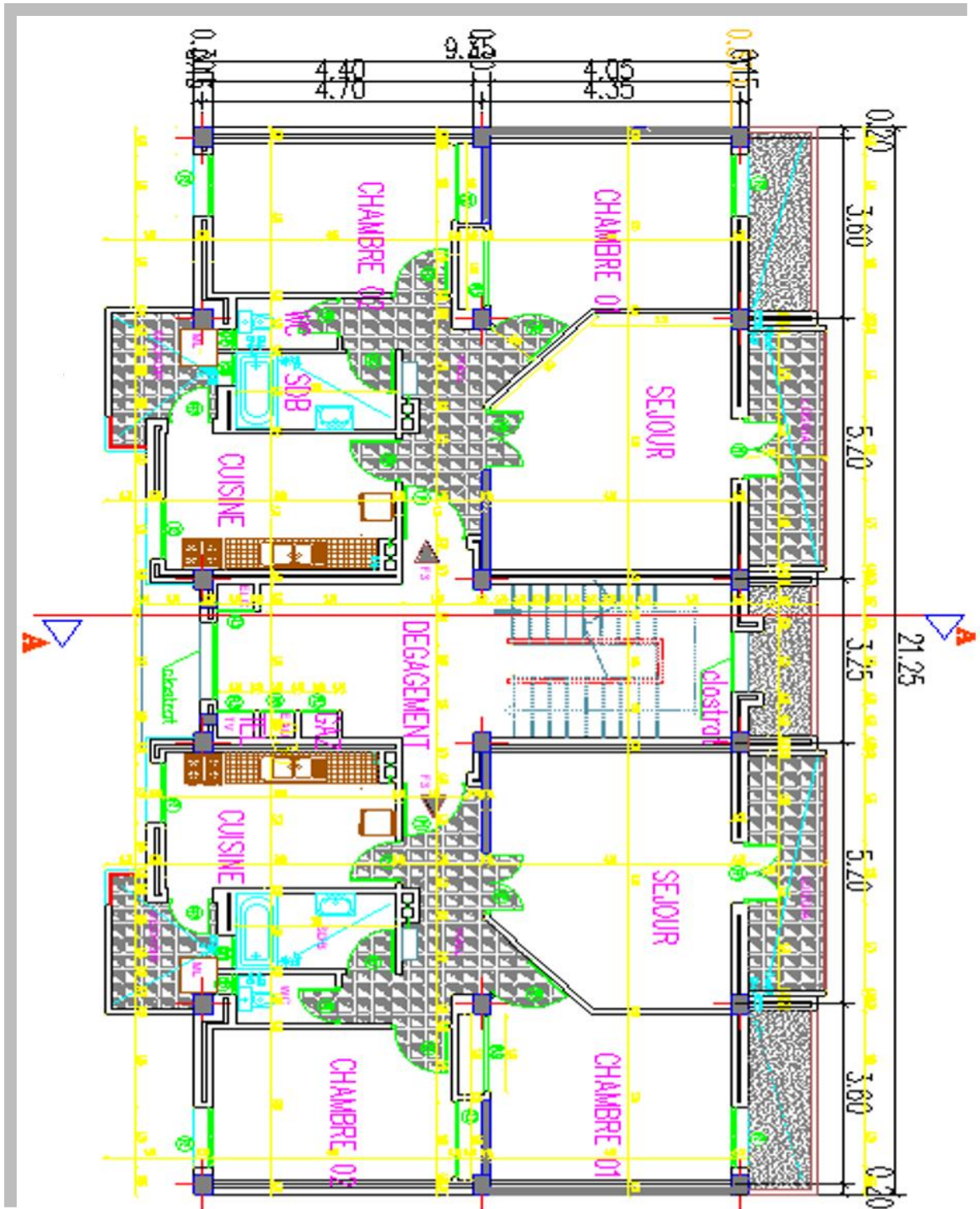


Figure I-6: Vue en Plan étages courant

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment..... B=9.35 m.

- Longueur totale de bâtiment $L=21.25$ m.
- Hauteur totale bâtiment..... $H=21.7$ m.
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC} = 3.10$ m.
- Hauteur d'étage courant..... $h_e = 3.10$ m.
- Hauteur de l'acrotère..... $h_{ACR} = 0,60$ m

I.2.2. Caractéristiques géométriques du sol

- * Le bâtiment est implanté à Mila classée par le **(RPA 2024)** comme zone de faible sismicité **(Zone V)**.
- * L'ouvrage appartient au groupe d'usage **(Groupe 2)**.
- * Le site est considéré comme ferme **(S3)**.
- * La contrainte admissible du sol = **1.8 bars**.

I.3. Description de l'ossature

I.3.1. Conception structurales

La structure du bâtiment est dotée d'un système de contreventement mixte associant portiques et voiles. Ce choix s'inscrit dans le cadre de l'application du RPA 2024 et garantit la stabilité de l'ensemble face aux actions verticales et horizontales.

I.3.2. Planchers

Dans notre projet, nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux pour le RDC et les étages courant.
- Dalle pleine pour les balcons.

I.3.2.1. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation;
- ✓ Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes;
- ✓ Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique;

- ✓ Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

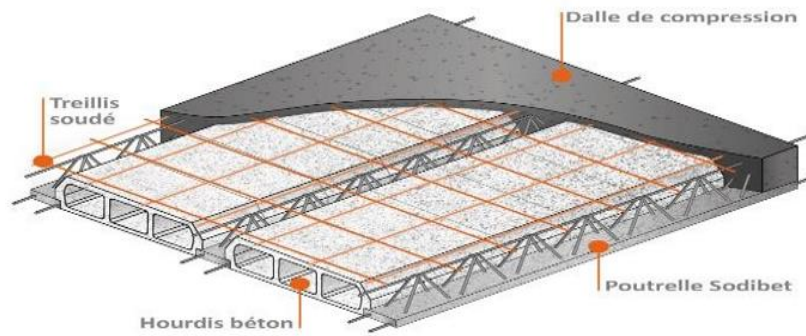


Figure I-7: Plancher en corps creux

I.3.2.2. Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, ils ont opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

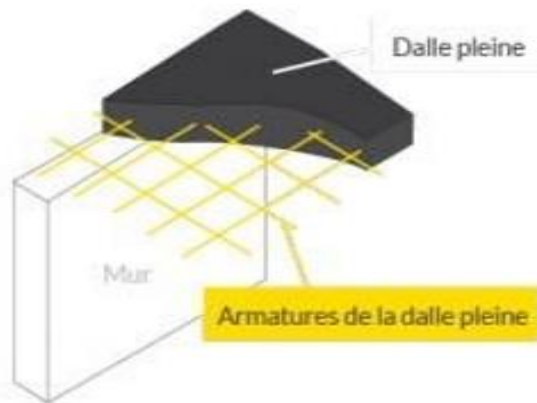


Figure I-8: Dalle pleine

I.3.3. Poutres

Ce sont des éléments horizontaux sollicités en flexion plane destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations aux poteaux. On distingue deux types :

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

I.3.4. Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et les transmettre ensuite aux fondations.

I.3.5. Escalier

Sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.3.6. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I.3.7. Voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions) réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.3.8. Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Murs extérieurs**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs**

Cloison de séparation de 10 cm.

I.3.9. Infrastructure

Il assure les fonctions suivantes :

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

I.3.10. Acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé de 60 cm d'axe et de 15 cm d'épaisseur qui va servir comme garde-corps.

I.3.11. Terrasse

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

I.3.12. Isolation

L'isolation acoustique est assurée inter étages 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 ce dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

I.4. Les Matériaux utilisés**I.4.1. Le Béton**

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

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

I.4.1.1. Composition du béton

350 kg/m³ de ciment de classe CEM II 42.5

400 litres de sable $D \leq 5$

800 litres de gravillons $D_g \leq 25$ mm

175 litres d'eau de gâchage.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes.

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40$ MPa

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa
- Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ (MPa)

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2)

La résistance du béton à la traction à l'âge de jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa

Traction : $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (MPa).

Pour notre étude on adopte $f_{c28} = 25$ MPa et $f_{t28} = 2.1$ MPa

- Module instantané : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} = 32164.195$ MPa
- Module différé : $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 10818.9$ MPa

I.4.1.4. Contrainte de calcul de béton comprimé

a) Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » (C.B.A93, A.4.3)

σ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \implies \sigma_{bc} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b[1-(2-\frac{\varepsilon_{bc}}{2})]}$$

La courbe est sous forme d'une parabole

$$\text{Si : } 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 5 \text{ ‰} \implies \sigma_{bc} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.

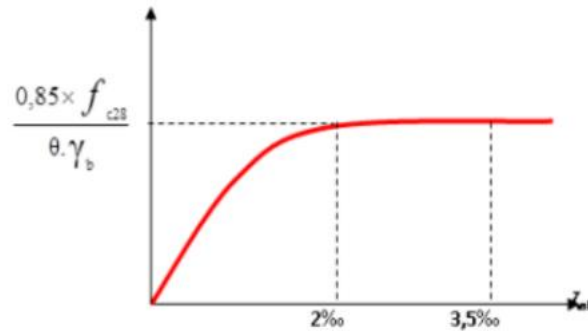


Figure I-9: Diagramme Contrainte déformations du béton

I.4.2. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux catégories d'aciers :

- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)
- Les treillis soudés (TR)

I.4.2.1. Type d'acier utilisé

- Barres lisses FeE 235
- Barres à haute adhérence FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence FeE520

I.4.2.2. Contrainte limite

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative.

a- Etat Limite Ultime « E.L.U » (C.B.A 93 A.4.3.2)

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400 \text{ MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = 1,15. \text{ Situations durables} \quad \square \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle} \quad \square \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

E_s : Module d'élasticité de l'acier

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$. (C.B.A 93, A2.2.2)

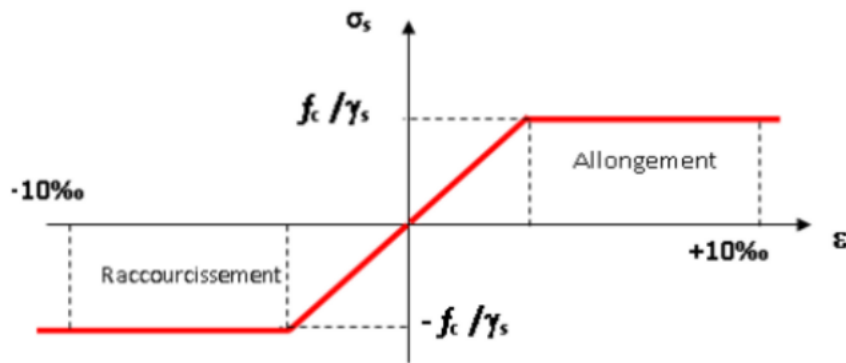


Figure I-10: Diagramme contraintes déformations de l'acier (C.B.A93 A.2.2.2)

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

Le diagramme de calcul des aciers : en effectue une affinité parallèlement à l'origine dans le rapport $\frac{f_e}{\gamma_s}$

b- Etat limite de service (ELS): (BAEL et Eurocode2) :

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

➤ **Fissuration peu préjudiciable**

Aucune vérification à faire en dehors des calculs à l'ELU.

➤ **Fissuration préjudiciable** → $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

➤ **Fissuration très préjudiciable** → $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec : η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{array} \right.$$

I.5. Actions et sollicitations

I.5.1. Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanentess climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis). On notera :

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

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Charges sismiques.

I.5.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (Moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

Les sollicitations de calcul d'après BAEL et L'EUROCODE

➤ **A l'état limite ultime ELU**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ **A l'état Limite de Service ELS**

$$N_s = G + Q$$

➤ **Les sollicitations sismiques :**

a) Composantes horizontales de l'action sismique [4].

Les combinaisons sismiques données par le RPA 2024 sont :

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqns.(5.1) & (5.2) :

$$G + \psi \cdot Q + E_1$$

$$G + \psi \cdot Q + E_2$$

où:

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation, non pondérées

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.2).

et:

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$$

$$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$$

a) Composante verticale de l'action sismique [4].

Dans le cas de la composante verticale, les combinaisons d'actions suivantes doivent être utilisées Eqns.(5.3) & (5.4) :

$$G+\psi.Q+E3$$

$$G+\psi.Q+E4$$

$$G+\psi.Q+E5$$

où: E3, E4 et E5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$$E3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$E5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

b) Justification vis-à-vis de la résistance des planchers [4].

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2).

$$G+\psi.Q \pm 1.3E_x$$

$$G+\psi.Q \pm 1.3E_y$$

c) Justification de la stabilité des fondations [4].

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre X et aux combinaisons de charges, cf. Eqns.(5.7) & (5.8) :

- Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$G+\psi.Q \pm R/QF .E_x$$

$$G+\psi.Q \pm R/QF .E_y$$

- Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$G+\psi.Q \pm 1.4E_x$$

$$G+\psi.Q \pm 1.4E_y$$

I.6. Conception structurelle :

Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 2024) .
- Les règles BAEL 91 R 99.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR).
- Règles CBA93.

I.7. Conclusion

La stabilité de la structure dépend principalement de la performance de chacun de ses éléments. Il est donc essentiel d'étudier chaque composant avec précision tout en garantissant sa stabilité, car cela contribuera directement à la stabilité de l'ensemble de la structure. Ainsi, en guise de première étape, il est nécessaire d'effectuer un pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires, sujet du prochain chapitre.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 2024[4] et du CBA93[3]. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. A savoir, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnements des éléments non structuraux

II.2.1. Planchers

Les planchers sont des éléments structuraux minces par rapport à leurs autres dimensions et reposent sur deux, trois ou quatre appuis. Ils définissent les niveaux ou étages d'un bâtiment et transmettent les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitation aux éléments porteurs tels que les murs, voiles, poteaux et poutres. En plus de leur rôle structurel, ils contribuent à la répartition des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles est généralement déterminée par les conditions d'utilisation plutôt que par des vérifications de résistance.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux dont l'épaisseur totale doit satisfaire la condition de la flèche suivante : C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

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

$$L_{max} = \min (Lx_{max}; Ly_{max}) \quad L_{max} = \min(5.20 ; 4.40)$$

$$L_{max} = 4.4 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{440}{22.5}$$

$$h_t = 19.55 \text{ cm}$$

Donc on adopte **$h_t = 20\text{cm}$.**

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

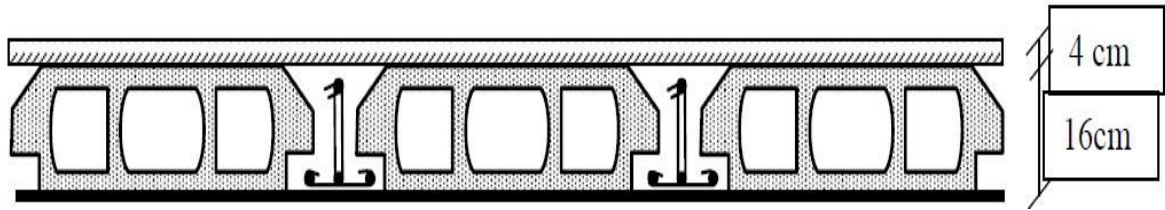


Figure II-1: Plancher à corps creux

a) Poutrelles

Dimensionnement des poutrelles :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \end{cases}$$

L_0 : La distance entre nus de deux nervures.

L : La largeur de la nervure.

Donc : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

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

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.8 \times h_t$$

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$8 \leq b_0 \leq 16$$

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

$$b = 2 b_1 + b_0 \quad b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

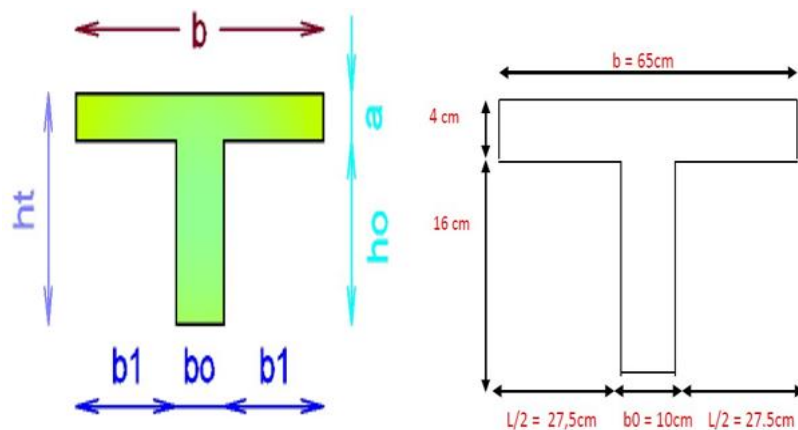


Figure II-2: Dimensions d'une poutrelle.

➤ La disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure 3.

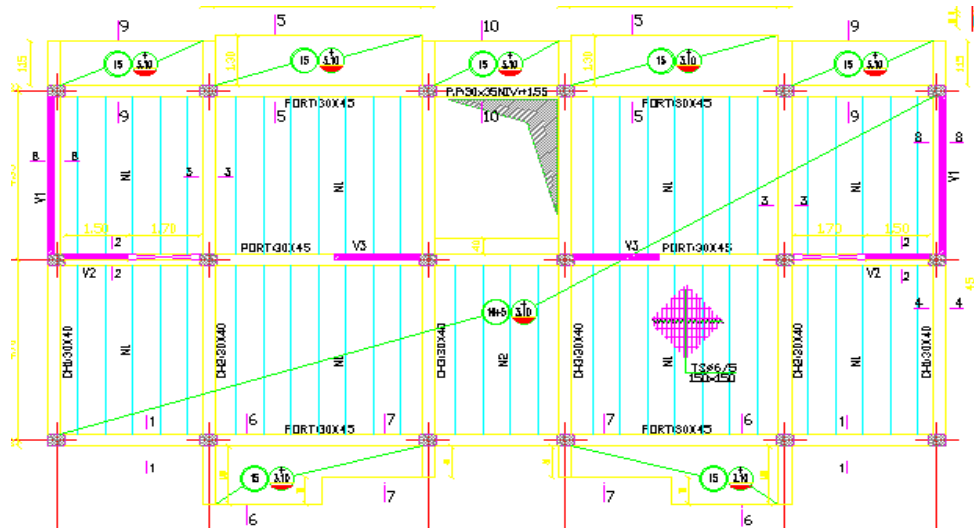


Figure II-3: Disposition des poutrelles.

❖ Acrotère

L'acrotère est un élément situé sur le pourtour du plancher terrasse, fabriqué en béton armé. Il a pour fonction de protéger contre les infiltrations d'eau pluviale. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher, supportant son propre poids ainsi qu'une force horizontale.

Charge Permanente :

La surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.04) / 2] = 0.068 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 0.068 \times 25 = 1.7 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 170 \text{ Kg/ml}$$

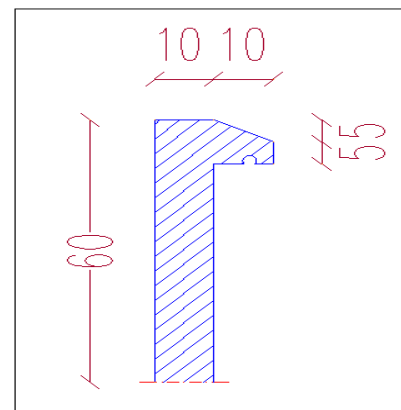


Figure II-4: Schéma de l'Acrotère

Surcharge :

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

❖ **Les dalles pleines (les balcons) :**

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

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

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion

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

- Pour une dalle sur un seul appui :

$$e \geq \frac{Lx}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur trois appuis donc : $Lx = 1.5\text{m}$

$$3 \leq e \leq 3.75$$

Avec des considération pratique (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à $e = 15\text{cm}$

❖ **Escaliers**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- Giron (g) : la largeur de la marche.
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : ensemble des marches d'un escalier.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [200 \text{ à } 400]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

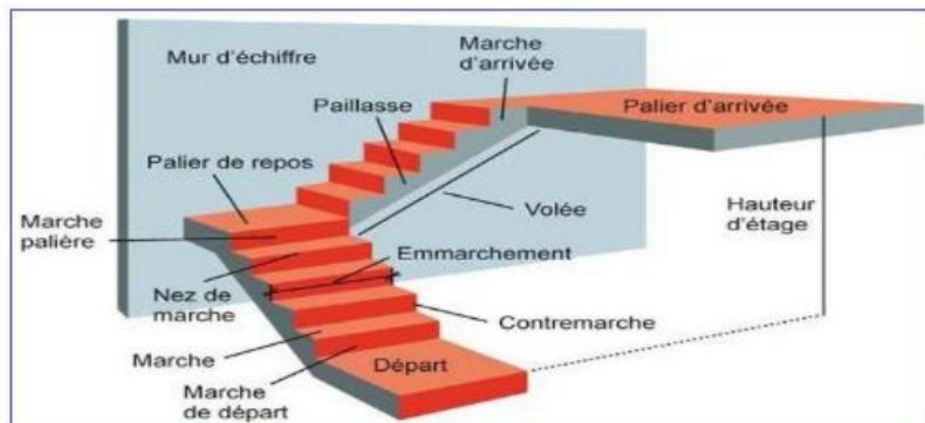


Figure II-5: Coupe en élévation d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < 2h+g < 66$ (1)

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

$$\frac{L_0}{(n-1)} + \frac{2H_0}{n} = m$$

$$m n^2 - (m + L_0 + 2H_0) n + 2H_0 = 0$$

$$\text{Avec } H_{RDC} = 3.10m \Rightarrow H_0 = 3.10/2 = 150 \text{ cm}$$

$$L_0 = 240 \text{ cm et } m = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a } 64 n^2 - 695n + 310 = 0$$

La solution de l'équation est : **n=10**

Contre marches n-1 = 9 marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{155}{10} = 16 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9} = 27 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 27 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Epaisseur de la volée (l'épaisseur de la paillasse)**
- Elle est déterminée « e » respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$\text{Avec } L = \frac{1.55}{\sin \alpha}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H_0}{L_0} = \tan^{-1} \frac{1.55}{2.4} = 32.85^\circ$$

$$\text{Donc } L = 2.87 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{2.87}{30} \leq e \leq \frac{2.87}{20} \Rightarrow 0.096 \leq e \leq 0.14$$

On prend : **e = 14 cm**

Résistance au feu :

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.

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

II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Poutres principales

Selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA 2024.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 5.20$ m).

D'où:

$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10} \rightarrow 34.66 \leq h_t \leq 52 \quad \text{On adopte } h = 40 \text{ cm}$$

$$18 \leq b \leq 31.5 \rightarrow \quad \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions du RPA :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA 2024 qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section $(30*40) \text{ cm}^2$.

Vérification selon RPA 2024 :

$$b \geq 25 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.0 ; \quad \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4.0 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(30*40) \text{ cm}^2$.

b. Poutres secondaires

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.40\text{m}$)

D'où :

$$\frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33 \leq h_t \leq 44$$

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

$$16 \leq b \leq 28$$

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

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA 2024) qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section $(30*35)\text{cm}^2$.

Vérification selon RPA 2024 :

$$b \geq 25\text{cm} \quad ; \quad b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 4.0 \quad ; \quad \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de $(30*35)\text{cm}^2$.

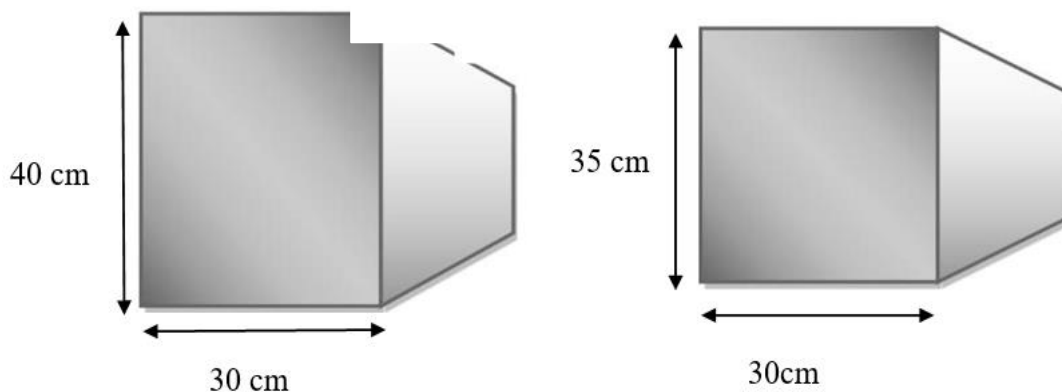


Figure II-6: Poutre principale et secondaires

c. Poutre palière

Les dimensions de la poutre sont :

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

On a : $L=325\text{cm}$ alors : $21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm}$.

La largeur de poutre : $0.3h \leq b \leq 0.8h$

Donc : $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

$b \geq 25 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI

Exigences du RPA 2024 $\longrightarrow h \geq 30 \text{ cm}$ et $h \setminus b \leq 4.0$

On prend : $h=35\text{cm}$. $b=30\text{cm}$.

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.2. Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91[1], en appliquant les trois critères suivant :

-Critère de résistance.

-Critère de stabilité de forme.

-Règles du RPA 2024 [4].

-Les exigences de RPA en **zone V**.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2024, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone V**.

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b; h) \geq 25\text{cm} \\ \min (b; h) \geq \frac{l_{cl}}{20}\text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

(h, b) : dimension de la section.

H : hauteur d'étage.

Les dimensions des poteaux supposées :

Selon BAEL 91.

$$b \geq \frac{l_f}{14.4}$$

L_f : longueur de flambement est $(0,7L_0)$.

L_0 : hauteur de RDC = 310cm

L_0 : hauteur de l'étage courant= 310 cm.

$$L_f = 306 \times 0,7 = 217 \text{ cm}$$

Donc :

Pour l'étage courant et RDC :

$$b \geq \frac{217}{14.4}$$

$$b \geq 15.07$$

Les dimensions des poteaux sont supposées :

On prend $(b, h) = (40, 30) \text{ cm}^2$

$$L_{cl} = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow L_{cl} = 3.10 - 0.40 = 270 \text{ cm}$$

- $\text{Min}(30, 40) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(30, 40) = 30 \text{ cm} \geq L_{cl}/20 = 13.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $1/4 < 30/40 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

Nous obtenons pour les poteaux $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Tableau II-1: section des poteaux préalable.

Étages	RDC	Étage courant
Section (b× h)	30×40	30×40

II.3.3. Les voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges qui assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme).

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du le RPA2024 [4]. L'épaisseur minimale est de 20cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Selon RPA
$$\begin{cases} Lw \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b^0; 1\text{m}\right) \\ bw \geq \max\left(15\text{cm}; \frac{h_e}{20}\right) \end{cases}$$

⇒ **h_e** : Hauteur libre d'étage.

⇒ **Lw** : Longueur du voile.

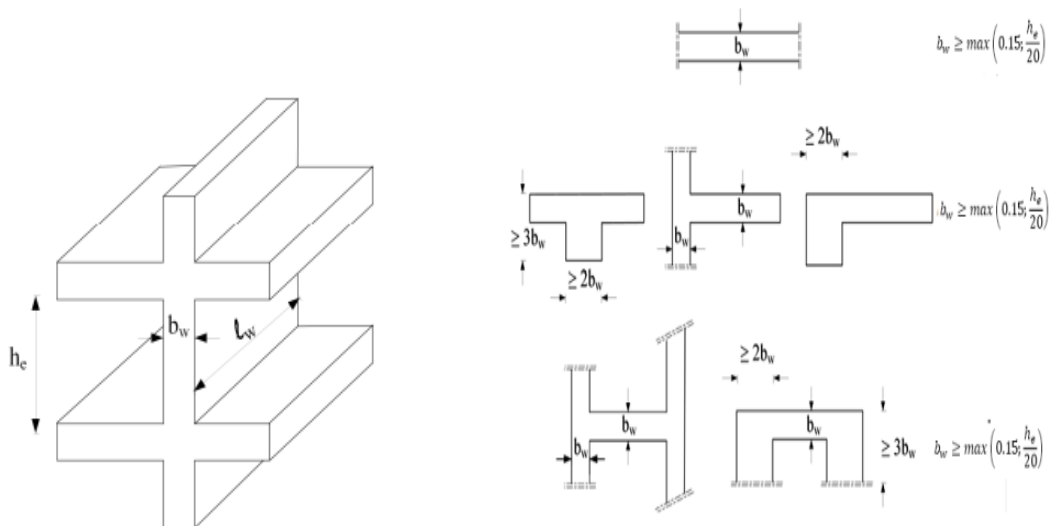


Figure II-7: Voile en béton armé

❖ Prédimensionnement des voiles

$$bw \geq \max\left(15\text{cm}; \frac{h_e}{20}\right)$$

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.10$ m, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage

$$h = H - h_{\text{POUTRE}} = 3.10 - 0.40 = 2.70\text{m}$$

$$bw \geq \max \begin{cases} bw \geq 15cm \\ bw \geq \frac{270}{20} = 13.5cm \end{cases}$$

$$bw \geq \max(15; 13.5)$$

$$bw \geq 15cm$$

On adopte : **bw= 20 cm.**

II.4. Descente des charges

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

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

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

II.4.1. Evaluation des charges

❖ Plancher terrasse (inaccessible)

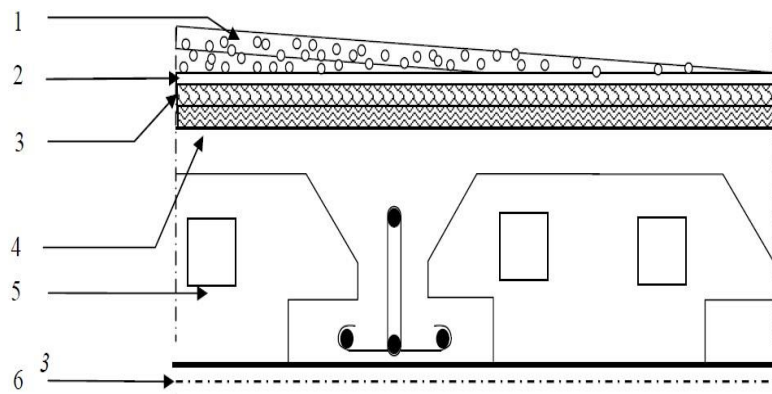


Figure II-8: Plancher à corps.

Tableau II-2: Évaluation des charges permanentes des planchers terrasses.

Désignation des éléments	Surcharge d'exploitation	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Protection en gravillon	0.04	22	0.88
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente 1%	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Corps creux	0.16+0.04	14	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			G=6.36

❖ Plancher (étage courant)

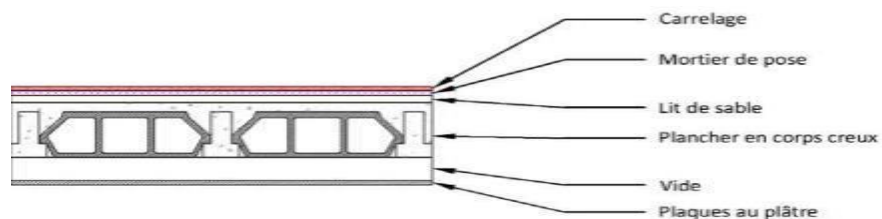


Figure II-9: Plancher étage courant

Tableau II-3: Évaluation des charges permanentes des planchers courants.

Désignation des éléments	Surcharge d'exploitation	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.51
Dalle en corps creux	0.2	14	2.95
Enduit de plâtre	0.02	13	0.34
Cloisons de séparation interne			0.9

G=5.10

❖ Dalle pleine

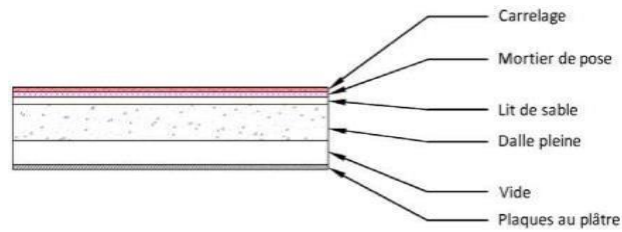


Figure II-10: Dalle pleine

Tableau II-4: Évaluation des charges permanentes de dalle (balcon).

Désignation des éléments	Surcharge d'exploitation	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m2)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
			G=5.39

❖ Mur Extérieur

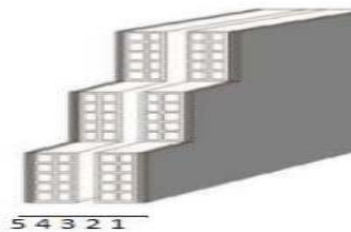


Figure II-11: Mur Extérieur

Tableau II-5: Charge permanents des murs extérieur

Désignation des éléments	Surcharge d'exploitation	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m2)
Enduit de ciment	0,02	22	0,44
Briques creuses	0,1	9	0,9
Lame d'aire	0,05	/	/
Briques creuses	0,1	9	0,9
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			G= 2.44

❖ **Murs intérieurs**

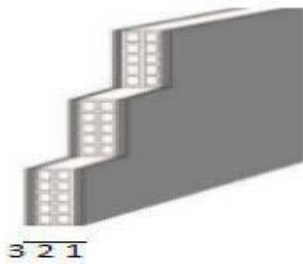


Figure II-12: Murs intérieurs

Tableau II-6: Charge permanents des murs intérieurs

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Briques creuses	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

G = 1.3

❖ Les escaliers

- La paillasse

Tableau II-7: Évaluation des charges permanentes du paillasse

Désignations	e (m)	γ (kN/m ³)	Charges (kg/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids des marches	0,16/2	22	17.6
Poids de la paillasse	0.14/cos (32.85)	25	41.68
Enduit en plâtre	0,02	20	0.40
Gard corps			20
			G= 7.906

Palier de repos

Tableau II-8: Évaluation des charges permanentes de palier

Désignations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charge (kg/m ²)
Carrelage	0,02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54

Poids de palier	0.14	25	3.50
Enduit de ciment	0,02	20	0.40
			G= 5.28

II.4.1.1. La charge d'exploitations : (DTR : B.C2.2) [5].

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est $Q=1\text{KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage courant est $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5\text{KN/m}^2$.

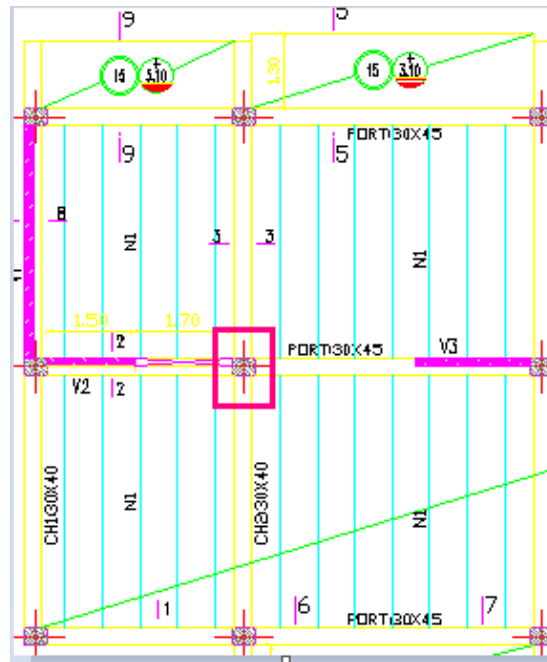
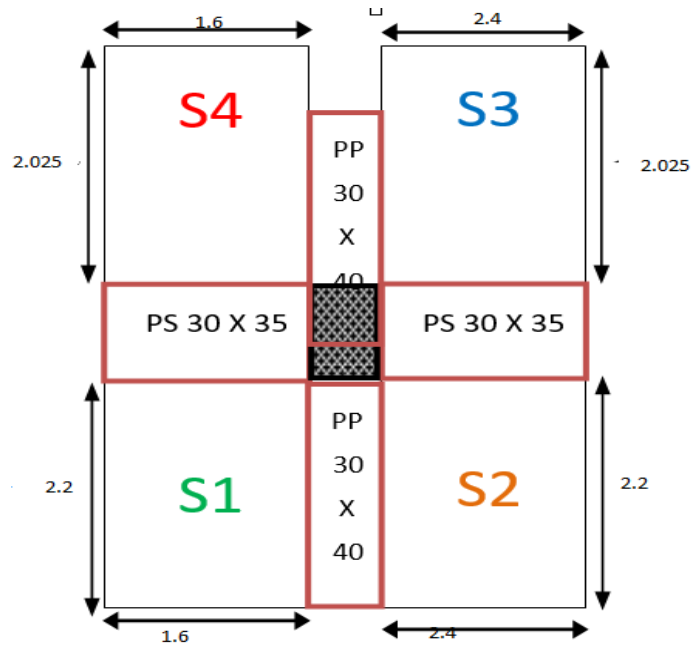


Figure II-13: Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).

❖ **Poteau le plus sollicitée**



- La surface afférente :

$$S = (2.025 \times 1.60) + (2.2 \times 1.6) + (2.4 \times 2.2) + (2.025 \times 2.4).$$

$$S = 16.9 \text{ m}^2$$

- Les charges et surcharge

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 16.9 \times 6.36 = 107.484 \text{ KN} \\ Q = 16.9 \times 1 = 16.9 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 16.9 \times 5.01 = 84.669 \text{ KN} \\ Q = 16.9 \times 1.5 = 25.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} GPP = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 4 \times 25 = 12 \text{ KN} \\ GPS = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 4.225 \times 25 = 11.091 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux

$$G_{POT} = b \times h \times h_e \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 3.10 \times 25 = 9.30 \text{ KN}$$

Tableau II-9: Évaluation des poids propres des poteaux

Étage	RDC	1 à 5 étages
S (m ²)	0.12	0.12
Gp	9.30	9.30

Mur intérieurs étage courant et RDC

$$G_{\text{mur}} = (2.2 + 2 \cdot 0.025) \cdot (3.10 - 0.35) \cdot 1.30 = 15.10 \text{ KN}$$

- Sous la terrasse:	Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet:	$Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage:	$Q_0 + 0.95 \cdot (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage:	$Q_0 + 0.90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour n étage ($n \geq 5$) :	$Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

Tableau II-10: Dégression des charges d'exploitation

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

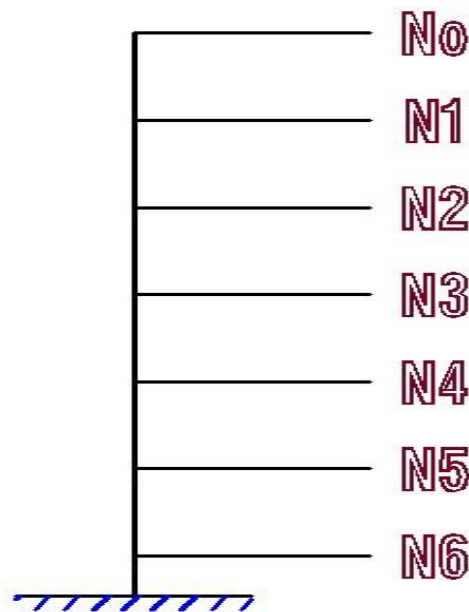


Figure II-14: Schéma statique de la descente de charge.

Tableau II-11: Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	107.484	
	Gpp (30 x 40) cm2	12	
	Gps (30 x 35) cm2	11.09	
	Total	130.574	16.9
N2	Venant N1	130.574	
	Poteau(30x40)cm2	9.30	
	Total	139.874	
N3	Venant N2	139.874	
	Plancher étage	84.669	
	Gpp (30 x 40) cm2	12	
	Gps (30 x 35) cm2	11.09	
	Mur intérieure	15.10	
	Total	262.733	42.25

N4	Venant N3	262.733	
	Poteau (30 x 40) cm2	9.30	
	Total	272.033	
N5	Venant N4	272.933	
	Plancher étage	84.669	
	Gpp (30 x 40) cm2	12	
	Gps (30 x 35) cm2	11.09	
	Mur intérieure	15.10	
	Total	395.792	65.065
N6	Venant N5	395.792	
	Poteau (30 x 40) cm2	9.30	
	Total	405.092	
N7	Venant N6	405.092	
	Plancher étage	84.669	
	Gpp (30 x 40) cm2	12	
	Gps (30 x 35) cm2	11.09	
	Mur intérieure	15.10	
	Total	527.951	85.345
N8	Venant de N7	527.951	
	Poteau (30x 40) cm2	9.30	
	Total	537.251	
N9	Venant de N8	537.251	
	Plancher étage	84.669	
	Gpp (30 x 40) cm2	12	
	Gps (30 x 35) cm2	11.09	

	Mur intérieure	15.10	
	Total	660.11	
N10	Venant de N9	660.11	
	Poteau (30x 40) cm2	9.30	
	Total	669.41	103.09
N11	Venant de N10	669.41	
	Plancher étage	84.669	
	Gpp (30 x 40) cm2	12	
	Gps (30 x 35) cm2	11.09	
	Mur intérieure	15.10	
	Total	792.269	
N12	Venant de N9	792.269	
	Poteau (30x40) cm2	9.30	
	Total	G= 801.569	Q =118.3

❖ **Les vérifications nécessaires**

L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 801.569) + (1.5 * 118.3) = 1259.568KN$$

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

Donc $N_u = 1.1 * 1259.568 = 1385.52KN$.

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton .}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1385.52 * 10^{-3}}{0.6 * 25} = 0.092m^2$$

On a: $B = 0.12 m^2$

$B = 0.12 m^2 > 0.092m^2$ Condition vérifiée.

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Br \geq \frac{Nu}{a * \left(\frac{fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{Br * \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

α : Coefficient tenant compte de l'élancement

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.10 = 2.17m$$

$$B = 0.12m^2$$

$$I = \frac{0.0192}{12} = 0.16 * 10^{-2}m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.16 * 10^{-2}}{0.12}} = 0.1155$$

$$\lambda = \frac{2.17}{0.1155} = 18.78 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{18.78}{35}\right)^2} = 0.804$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)} \quad \mathbf{B_r \geq \frac{1385.52 * 10^{-3}}{0.804 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{1 * 400}{1000 * 1.15} \right)} = 0.091m^2}$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r \dots \dots \dots \mathbf{Zone I II}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots \mathbf{Zone III}$$

$$A_s = 1\% \times B_r \dots \dots \dots \mathbf{Zone IV, V et VI}$$

Nous avons :

$$B_r = (40-2) * (30-2) * 10^{-4} = 0.1064 m^2$$

$0.1064 m^2 > 0.091 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.5. Conclusion

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement comme les cloisons et les murs de façade en maçonnerie. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations comme auparavant rapporté au deuxième chapitre. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère ;
- Les dalles pleines des balcons ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression).

III.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section critique se trouve au niveau de l'encastrement et le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire. A savoir, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries. Les dimensions de l'acrotère du présent travail sont illustrées par la figure (III.1).

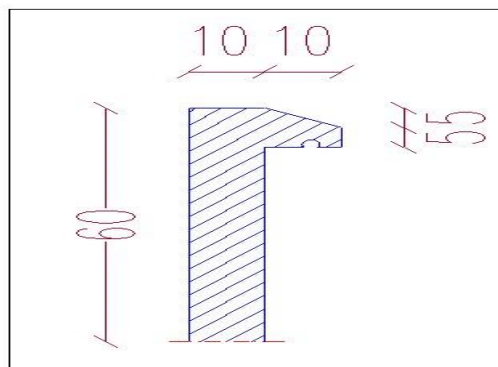


Figure III-1: Coupe de l'acrotère.

❖ Poids propre

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1.00 = 1.71 \text{ KN}$$

❖ Poids des enduits

$$G2 = 0.03 \times 18 \times 0.6 \times 1.00 = 0.324 \text{ KN}$$

❖ Le poids total

$$G = G1 + G2 = 1.71 + 0.324 = 2.034 \text{ KN}$$

III.2.1. Effort sismique au sommet de l'acrotère

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.2.3) des règles RPA2024 ; selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères) sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H).W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 3.2 du RPA2024. Pour la zone V, et le groupe d'usage 2 : **A = 0.25**.

I : Coefficient d'importance obtenu dans le Tableau (3.10) : **I = 1**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 dans le tableau (6.1)

Pour les éléments en consol : **C_p=0.8**

W_p : Poids de l'élément considéré **W_p = G = 203.4 kg**.

h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base h_z= 0.6m

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base H =21.70m

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H)$$

$$F_{pk} = 0.28 \text{ KN/ml}$$

Il faut; $F_{pk} \leq 1.5Q$ $F_{pk} = 0.28 \text{ KN/ml} \leq 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.2.2. Calcul des sollicitations

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

➤ **ELU :**

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$MU = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ (KN.m)}$$

- **Calcul de l'effort normal :**

$$NU = 1.35 G = 1.35 \times 2.03 = 2.75 \text{ (KN)}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$TU = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ (KN)}$$

➤ **ELS :**

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$Ms = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ (KN.m)}$$

- **Calcul de l'effort normal :**

$$Ns = G = 2.03 \text{ (KN)}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$Ts = Q = 1 \text{ (KN)}$$

III.2.3. Ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Figure III.2).

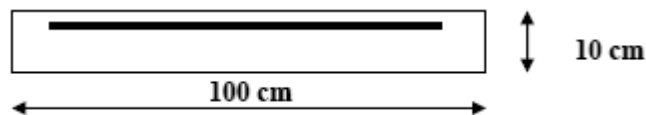


Figure III-2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.1 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c = 0.02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = h - c$ $d = 0.08 \text{ m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.2.4. Calcul de l'excentricité

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91 [1], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1) :**

$$e_1 = Mu / Nu = 0.9 / 2.74 \quad e_1 = 0.328 \text{ m}$$

$$e_1 > h / 6 = 0.1 / 6 = 0.016 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2\alpha + Q)$$

Calcul de l'élancement :

$$L_f = 2 \times L \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i : \text{rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{k}{M}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \Rightarrow I = 8.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } i = 0.028$$

$$\text{Alors : } \lambda = \frac{1.2}{0.028} \rightarrow \lambda = 42.85$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h} ; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

$$\text{Alors : } \lambda \leq \lambda_{\max}$$

Donc pas de risque de flambement.

$$\text{et : } \alpha = \frac{MG}{M_G + MQ}$$

$$MG = \frac{qL^2}{2} = \frac{2.03 \times 0.6^2}{2} = 0.365 \text{ KN.m}$$

$$MQ = \frac{qL^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.365}{0.365+0.18} \Rightarrow \alpha = 0.67$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 + 0) \quad e_2 = 0.0086 \text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle (ea) :**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right)$$

$$\Rightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}) \quad e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.328 + 0.0086 + 0.02$$

$$e_T = 0.36 \text{ m}$$

$$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Alors :

On tiendra compte des effets du second ordre.

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N'_u = 2.75 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 2.75 \times (0.328 + 0.014) = 0.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0.94 + 2.75 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1.02 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.02}{0.08^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.012 \Rightarrow \mu = 0.012 < 0.186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0.015$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

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

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0.102}{0.079 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

b/ 2^{ème} étape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (A_u).

$$A_u = A_s \left(1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_s$$

$$A_u = (0.37 \times 10^2) - \frac{2.75 \times 10^3}{348} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 2.03 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.03} = 0.29 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 29 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$$e_0 > e_1 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 2.03 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.66 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée /

$$\text{ELS: } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification **99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33** (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.08 = 0.042 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.08 - \frac{0.042}{3} = 0.066 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.042 \times 15 \times 0.066) = 0.021 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0.066 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.021 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.066 \times 10^{-2}}{0.066 \times 201.63} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.49 \times 10^{-4} - \frac{0.203 \times 10^{-2}}{201.63} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_s > \max (A_u; A_{ser}; A_{min})$$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm

- **Vérification au cisaillement:**

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

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

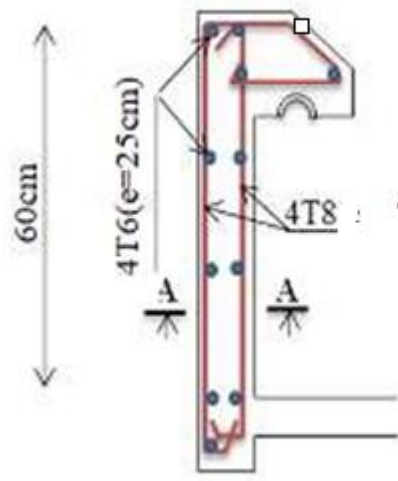


Figure III-3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

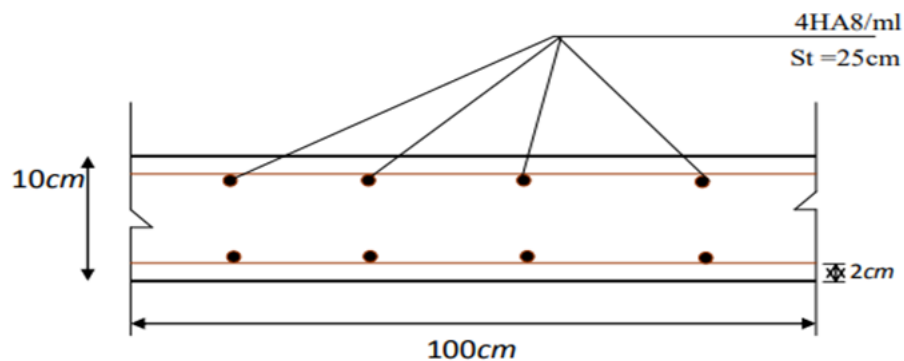


Figure III-4: coupe A-A

III.3. Les balcons

Le balcon est assimilé à une encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde – corps), et une charge d'exploitation Q .

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles sur trois appuis.

$$L_x = 1.50 \text{ m}$$

$$L_y = 5.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{5.20} = 2.88$$

$\rho = 2.88 < 0,4$ La dalle travaille dans selon « l_x ».

III.3.1. Evaluation des charges

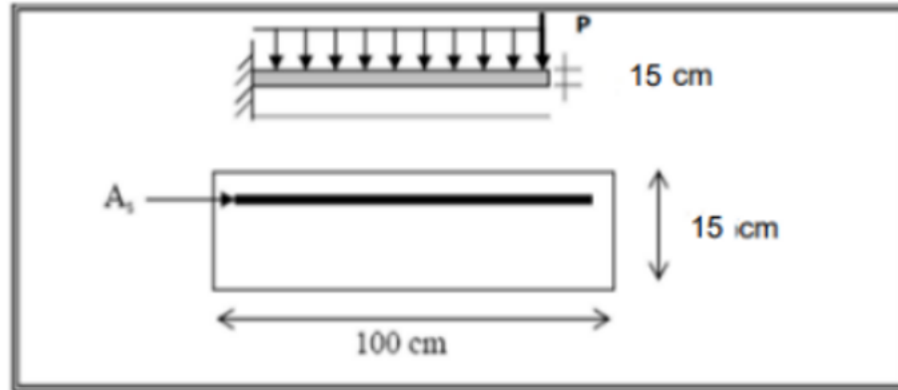


Figure III-5: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2$$

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

Pour 1ml :

$$G = 5.39 \times 1 = 5.39 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN /ml}$$

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

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

- Charge permanente : $G = 5.39 \text{ KN/ml}$

- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

A /E.L.U :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

$$Q_u = (1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5) \times 1$$

$$Q_u = 12.53 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times P$$

$$P_u = 1.35 \text{ KN}$$

B/ E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 1$$

$$q_s = (5.39 + 3.5) \times 1$$

$$q_s = 8.89 \text{ KN}$$

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

III.3.2. Calcul des sollicitations

A /E.L.U :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{12.53 \times 1.5^2}{2} + 1.35 \times 1.50 = 16.12 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L + P_u \quad V_u$$

$$V_u = 12.53 \times 1.5 + 1.35 = 20.37 \text{ KN.}$$

B/ E.L.S :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{8.89 \times 1.5^2}{2} + 1 \times 1.50 = 11.50 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s L + P_s \quad V_s$$

$$V_s = 8.89 \times 1.5 + 1. = 14.34 \text{ KN.}$$

III.3.3 Calcul le Ferrailage

$b=100\text{cm}; h=15\text{cm}; d=0.9 \times h=13.5\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}; \sigma_s=348$
MPa. $F_{bu}= 14.16\text{MPa}$

- Le ferrailage à ELU :

Moment ultime réduite :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{16.12 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.062$$

$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **A'=0.**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.080$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.01 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{16.12 \times 10^3}{13.01 \times 348} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Tableau III-1: Récapitulatif des résultats

Désignation	Mu (KN.m)	μ	α	β	Z (cm)	A _{ucal} (cm ²)
travée	16.12	0.062	0.08	0.969	13.01	3.56

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91 [1] A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}}) \rightarrow A_s = \max (1.63, 3.56)$$

$$\text{Donc } A_s = 3.56 \rightarrow 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Espacement « e » :**

$$e \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \text{Min} (45 ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : e=25cm.

➤ **Les armatures de répartition**

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

$$4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

- **Espacement « e » :**

$$e \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \text{Min} (45 ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

$$e \leq 25 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'effort tranchant ((91 [1] A.5.1.1) :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{25.37 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.167$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.167 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

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

La position de l'axe neutre :

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

$$50 \times y^2 + 15(y - 13.5) \times 0 - 15(13.5 - y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A'_s (d - y)^2 + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie ; n = 15

Tableau III-2: Récapitulatif des résultats.

M_{ser} (KN. m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
11.50	5.65	4.01	9781.97	4.71	CV

- Vérification des contraintes dans les aciers à l'ELS

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1.6 ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266.6 ; 201.63).$$

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

On doit recalculer la section des aciers (AS) en ELS :

Tableau III-3: Récapitulatif des résultats.

M_{ser} (KN. m)	Y(cm)	I (cm⁴)	σ_{st}(MPa)	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
11.50	2.01	4.01	9781.97	4.71	CV

- Vérification de la flèche (BAEL91[1] B.6.5.1)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad CV \\ \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,1 \quad CV \\ \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0,00418 \leq \frac{4,2}{400} = 0,015 \quad CV \end{array} \right.$$

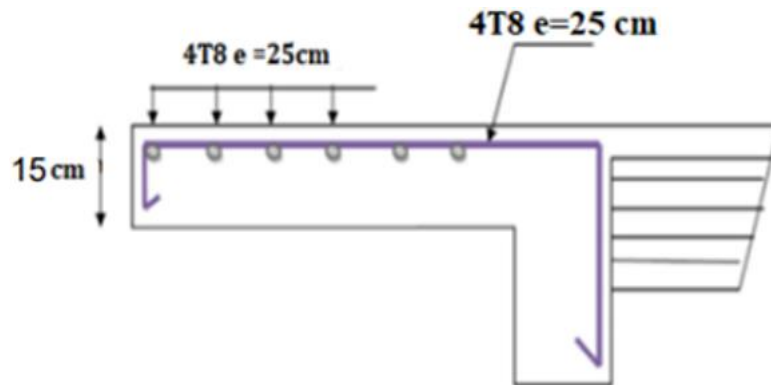


Figure III-6: Schéma de ferrailage du balcon.

Donc : les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

III.4. Calcul des escaliers

III.4.1. Définition

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public. Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

III.4.2. Combinaison des charges

Les escaliers étudiés pour une bande de 1 m.

Pallasse:

$$G_1 = 7.90 \text{ KN/m}^2 = 7.90 \times 1\text{m} = 7.90 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Palier :

$$G_2 = 5.28 \text{ KN/m}^2 = 5.28 \times 1\text{m} = 5.28 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q$$

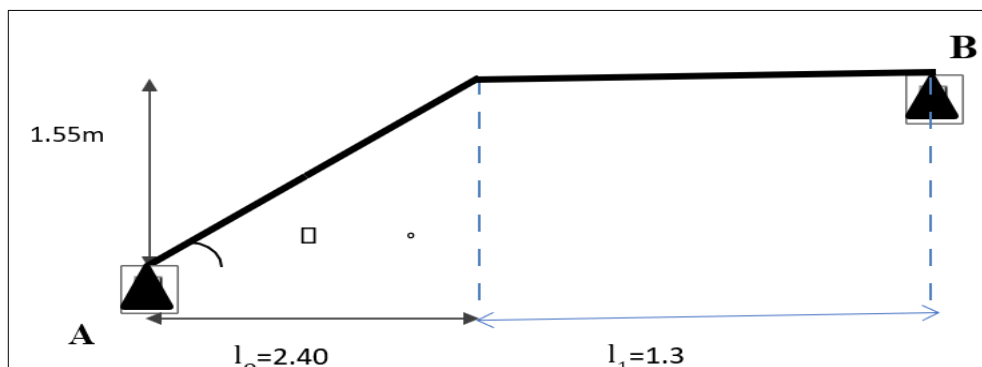


Figure III-7: Coupe en Elévation de l'Escalier.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M

III.4.2.1. Calcul des charges à l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

⇒ELU :

a) Palier

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) 1m = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 2.5) 1 = 10.89 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 10.89 \text{ KN/m}$$

b) Palliasse

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) 1m = (1.35 \times 7.90 + 1.5 \times 2.5) 1 = 14.43 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 15.08 \text{ KN/m}$$

⇒ELS :

a) Palier

$$q_u = (G + Q) 1 m = ((5.28+2.5) 1 = 7.78 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 7.78 \text{ KN}$$

b) Palliasse

$$q_u = (G + Q) 1 m = (7.90 + 2.5) 1 = 10.41 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 10.41 \text{ KN}$$

Tableau III-4: Combinaisons des charges d'escalier.

Combinaisons	Palliasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	14.43	10.89
ELS	10.41	7.78

III.4.2.2. Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

Paillasse 1 :

ELU :

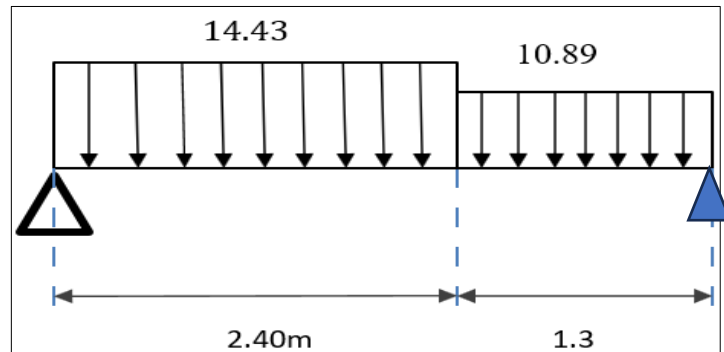


Figure III-8: Schéma Statique de l'Escalier

a. Calcul des réactions

ELU

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.7 \times R_B - 10.89 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.4\right) - 14.43 \times \frac{2.4^2}{2}$$

$$R_B = 22.90 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.43 \times 2.4) + (10.89 \times 1.3)$$

$$R_A = 25.89 \text{ KN}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :

ELU

Coupe A-A' Pour : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \quad T(x) = -14.43 x + 25.89$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 25.89 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \rightarrow T(x) = -8.74 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = -14.43 \frac{x^2}{2} + 25.89x$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2.40 \rightarrow M(x) = 20.58 \text{ KN.m}$$

Coupe B-B' Pour : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum FV = 0 \Rightarrow T(x) = 10.89 x - 22.9$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 22.9 \text{ KN}$$

$$x = 1.3 \rightarrow T(x) = -8.74 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 22.9x - 10.89 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.3 \rightarrow M(x) = 20.57 \text{ kN.m}$$

ELS

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.7 \times R_B - 7.78 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.4\right) - 10.41 \times \frac{2.4^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_B = 16.44 \text{ KN.}$$

$$\sum FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.41 \times 2.4 + 7.78 \times 1.3$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 35.1 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 18.66 \text{ KN}$$

Coupe A-A' Pour : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum FV = 0 \Rightarrow T(x) = 18.66 - 10.41 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 18.66 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \rightarrow T(x) = -6.32 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = 18.66 x - 10.41 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2.4 \rightarrow M(x) = 14.80 \text{ KN.m}$$

Coupe B-B' Pour : $0 \leq x \leq 1.3$ m

Effort tranchant

$$\sum FV = 0 \Rightarrow T(x) = -16.44 + 7.78 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -16.44 \text{ KN}$$

$$x = 1.3 \rightarrow T(x) = -6.33 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 16.44x - 7.78 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.3 \rightarrow M(x) = 14.8 \text{ m}$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

ELS :

2/ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_{st} = 0.85 \times 16.72 = 14.21 \text{ KN.m}$$

1. Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_0$$

$$M_{sa} = 0.5 \times 16.72 = 8.36 \text{ KN.m}$$

2. Effort tranchant :

$$T_u = 18.66 \text{ KN}$$

Tableau III-5: Tableau récapitulatif des sollicitations

Désignation	M_0 (KN.m)	$M_a = 0.5 M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (KN)
ELU	23.23	11.615	19.75	25.89
ELS	16.72	8.36	14.21	18.66

Paillasse 2 :

Tableau III-6: Les charges d'escalier

Combinaisons	ELU	ELS
Palier (KN/ml)	10.89	7.78
Volée (KN/ml)	14.43	10.41

Tableau III-7: Tableau récapitulatif des sollicitations

Désignation	M ₀ (KN.m)	M _a = 0.5M ₀	M _t = 0.85 M ₀	T _u (KN)
E.L.U	23.23	11.615	19.75	25.89
E.L.S	16.72	8.36	14.21	18.66

III.4.2.3. Calcul de ferrailage

❖ Armatures longitudinales

❖ Travée

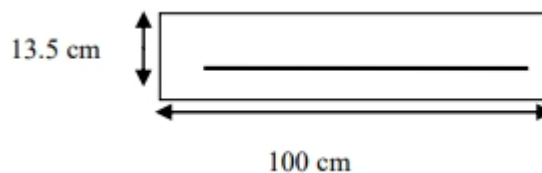
$$F_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$F_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.75 \times 10^3}{14.2 \times 135 \times 1} = 0.076 < 0.392$$

$$A's=0$$

Section simplement armée.



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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076})$$

$$\alpha = 0.099$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.75 \times 10^6}{348 \times 0.96 \times 135} = 4.38 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions de non fragilité

$$A = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max (1.63; 1.5) \text{ cm}^2$$

$$A_s = (A_{\min} . A_{\text{cal}}) \square A_s = \max (1.63, 4.38)$$

$$A_{\min} \square 1.63 \text{ cm} \square 4.52 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_s = 4.38 \square 5\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$S_t \leq \{3ep; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

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

❖ Armature de répartition

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

On pond 3HA10; 2.36 cm

❖ Espacement entre les armatures

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{60; 45\}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

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

❖ Ferrailage aux appuis

$$M_u = 11.615 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{11.615 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.045 < 0.392$$

$$A' = 0$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045})$$

$$\alpha = 0.058$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_u = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.75 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 135} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max\{2.53; 1.63\}$$

$$A_{min} < A_s = 2.53$$

On prend: **3HA12 S=3.39 cm²**

❖ Espacement

$$S_t \leq \{3ep; 33cm\} = 33cm$$

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

❖ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.53}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On prend: **2HA10; S = 1.57cm²**

❖ Armature de répartition

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

On prend **3HA10 ; 2.36 cm**

❖ Espacement entre les armatures

$$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} = \min\{60; 45\}$$

$$S_t \leq 45cm$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

ELS:

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

La position de l'axe neutre :

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

Avec : $n=15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

Travée:

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

$$y^2 + 1.35y - 18.30 = 0$$

$$Y = 3.65 \text{ cm}^2$$

Détermination du moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.65)^2 = 8199.02 \text{ cm}^2$$

$$\delta_b = \frac{14.21 \times 10^5 \times 3.65}{8199.02} = 0.063 \text{ cm}^2$$

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

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	14.21	4.52	3.65	8199.02	6.32	CV
Appuis	8.36	3.39	3.23	6486.57	4.16	

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_{max} = 18.66$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.66 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0.138 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.138 < 3.33 \rightarrow CV$$

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91modifié99) :

Note : **Mt** : c'est le moment en travées a l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{370} = 0.038 \leq 0.0625 \rightarrow CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.035 > \frac{18.94}{10 \times 30.9} \Leftrightarrow 0.038 > 0.061 \rightarrow CNV \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{A}{b.d} = \frac{6.79}{100 \times 14.4} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow CV \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche : Il faut que

❖ Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

- Les flèches f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

Position de l'axe neutre :

$$b \times y_1^2 - 30(A + A')y_1 - 30(d \times A - d' \times A') = 0 \Rightarrow y_1 = 3.65 \text{ cm} > 0 \dots CV$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d')^2]$$

$$I = 13019.79 \text{ cm}^4; d = 13.5 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; A_s = 4.52 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

❖ Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$V = \frac{\left[\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13.5 \right]}{100 \times 13.5 + 15 \times 4.52}$$

$$V = 8.58 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 13.5^3}{12} + 100 \times 16 \left[\frac{15}{2} - 8.58 \right]^2 + 15 \times 4.52 (13.5 - 8.58)^2$$

$$I_0 = 31515.79 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0,003$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3)0,003} = 7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.8$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721,4 \text{ MPa}$$

❖ Calcul les moments fléchissant à ELS :

Calcul (f_{gi} ; f_{gv}) :

$$M_s = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 10.14 \times (13.5 - 3.65)}{8199.02}$$

$$\sigma_s = 182.73$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.14$$

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

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1.1 * 31515.79}{1 + (7 * 0.14)}$$

$$I_{f_{gi}} = 17508.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 * 31515.79}{1 + (2.8 * 0.14)}$$

$$I_{f_{gv}} = 24904.72 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{f_i}} = \frac{10.14 * 10^6 * (3.7 * 10^3)^2}{10 * 32164.2 * 17508.77 * 10^4}$$

$$f_{gi} = 2.46$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_v * I_{f_v}} = \frac{10.14 * 10^6 * (3.7 * 10^3)^2}{10 * 10721.4 * 24904.72}$$

$$f_{gv} = 5.20$$

❖ Calcul flèche instantanée (f_{ji})

Palier : q= 3.5

Paillasse: q= 5.93

M_s= 0.85* M₀

M₀= (q*l²) /8

M_s= 7.93KN.m

$$\sigma_s = \frac{15. M_s(d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 7.93 * (13.5 - 3.65)}{8199.02}$$

$$\sigma_s = 133.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.0062$$

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

$$I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 * 31515.79}{1 + (0.0062 * 7)}$$

$$I_{fji} = 33225.39 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{f_i}} = \frac{7.39 * 10^6 * (3.7 * 10^3)^2}{10 * 32164.2 * 33225.39}$$

$$f_{ji} = 0.95$$

❖ La flèche due la combinaison de :

$$Q+G = f_{pi}$$

$$\text{Palier : } q_p = 5.28 + 2.5 = 7.78$$

$$\text{Paillasse : } q_p = 7.90 + 2.5 = 10.4$$

$$M_s = 13.79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 248.50 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.28$$

$$f_{pi} = 5.01$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 5.2 - 0.95 + 5.01 - 2.46$$

$$\Delta f = 6.8$$

D'après BAEL 91 Article (B.6.5.3) :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$6.8 \leq 7.4 \dots \dots \dots CV$$

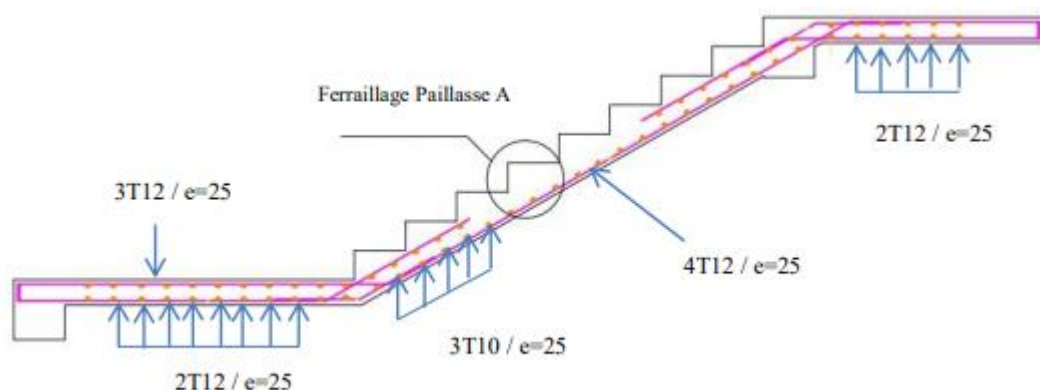
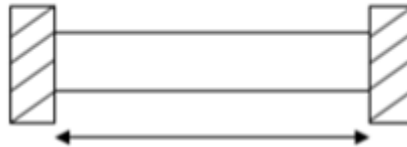


Figure III-9: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5. Poutre de palière

C'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et Soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre et à l'action du palier.



$$L=3.25\text{m}$$

Figure III-10:: La poutre de palière.

III.5.1. Evaluation des charges

□ Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1\text{ml} = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du mur : } P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 2.44 \times \left(\frac{3.10}{2} - 0.40 \right) = 2.76 \text{ KN/m}$$

L'effort tranchant à l'appui:

III.5.2. Combinaison de charges et surcharges

- Calcul des moments et l'effort tranchants

ELU

$$q_u = 33.16 \text{ KN/m}$$

Travée :

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{33.16 \times 3.25^2}{24} = 14.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 14.59 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{33.16 \times 3.25^2}{12} = 29.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 29.19 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33.16 \times 3.25}{2} = 53.89$$

$$T_u = 53.89 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 24.05 \text{ KN/m}$$

Travée :

$$M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{24.05 \times 3.25^2}{24} = 10.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 10.58 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{24.05 \times 3.25^2}{12} = 21.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 21.17 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{24.05 \times 3.25}{2} = 39.08$$

$$T_u = 39.08 \text{ KN}$$

III.5.3. Ferrailage de la poutre palière

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

a.1 En travée

$$M_{tu} = 14.59 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.59 \times 10^3}{1000 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.01 < 0.392$$

$$\mu = 0.01 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.01}) = 0.013$$

$$\beta = (1 - 0.4 \cdot 0.013) = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.59 \times 10^3}{0.99 \times 31.5 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.34 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 3HA12 soit } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

a.2 Sur appuis

$$M_{au} = 29.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{29.19 \times 10^3}{1000 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392$$

$$\mu = 0.021 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25. (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.021}) = 0.027$$

$$\beta = (1 - 0.4 * 0.027) = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{29.19 \times 10^3}{0.99 \times 31.5 \times 348} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 2.69 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : 3HA12 soit } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Tableau III-9: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Travée	14.59	30	31.5	0.01	0.013	313.36	1.34	1.14	3HA12=3.39
Appuis	29.19	30	31.5	0.021	0.027	311.59	2.69	1.14	3HA12=3.39

❖ Vérifications

-Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple

$$T_{max}=53.89$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{53.8 \times 10^3}{135 \times 300} = 0.57 MPa$$

-La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} = \min \{ 3.33 MPa; 5 MPa \}$$

$$\tau_u = 0.57 < 3.33 \rightarrow CV$$

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

Espacement

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$St = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots CV$$

Armatures transversales

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.57 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.086$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

- ❖ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

❖ **En travée**

$$M_{ts} = 10.58 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\eta = 15 A'_s = 0 A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15(31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85y - 1601.78 = 0$$

$$Y = 8.78 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 8.78^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (31.5 - 8.78)^2 = 3301.05 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.58 \times 10^6 \times 87.80}{33017.05 \times 10^4} = 2.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

❖ **Sur appuis**

$$M_{as} = 21.17$$

-Position de l'axe neutre

$$\eta = 15$$

$$A_s = 0 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s - \eta (d - y) A_s$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 6.79 = 0$$

Tapez une équation ici.

$$15y^2 + 50.85y - 1601.78 = 0$$

$$Y = 8.78 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \times b y^3 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y) A_s = 0$$

$$I = 33017.05$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{21.17 \times 10^6 \times 87.80}{33017.05 \times 10^4} = 5.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Tableau III-10: Vérification à l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	10.58	3.39	8.78	33017.05	2.81	vérifié
Appui	21.17	3.39	8.78	33017.05	5.63	vérifié

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.25} = 0.108 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad CV \\ \frac{0.35}{3.25} = 0.108 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.05 \quad CV \\ \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad CV \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

✓ **Calcul la poutre palière à la torsion**

❖ **Armatures longitudinales**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi(e =

$\emptyset/6$; ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = \frac{Ma \times l}{2} \quad ; \quad Ma = 0.3M_0$$

Ma : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$*Ma = 0.3 \times 23.23 = 6.969 \text{ KN.m}$$

$$*M_{tor} = \frac{6.969 \times 3.25}{2} = 11.32 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \emptyset/6$

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$$\emptyset = \min(30, 35) \rightarrow \emptyset = 30 \text{ cm}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2$$

U: Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 110$$

$$A_{tor} = \frac{11.32 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 400 \times 75000} = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor} = 2.39 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{tor} = \frac{11.32 \times 10^6 \times 150}{2 \times 400 \times 75000} = 28.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 28.3 \text{ mm}^2$$

Contrainte de cisaillement à la torsion

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{11.32 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\tau^{\text{tor}} = 1.51 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{(0.57)^2 + (1.51)^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = 1.61 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 1.61 < 3.33 \rightarrow \text{CV}$$

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

- Ferrailage globale

➤ En travée

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 1.34 + \frac{2.39}{2} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 2.69 + \frac{2.39}{2} = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

- Flexion

$$A_{tor} = \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45$$

$$A_{tor} \geq \frac{30 \times 15 \times 1.15 (0.57 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \rightarrow A_{tor} \geq 0.086 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0.45; 0.086) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Torsion

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{torsion} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.32 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 28.3 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.45 + 0.28 = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} > \left(53.89 + \frac{14.59 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 148.11 \text{ mm}^2 = 1.48 \text{ cm}^2$$

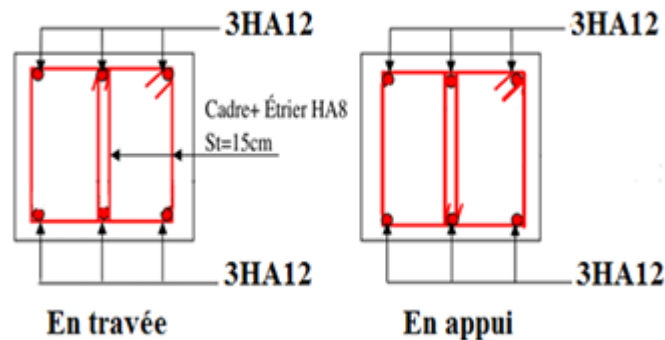


Figure III-11: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Calcul les planchers

Le rôle des planchers dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

❖ **Planchers à corps creux** ($16+4=20\text{cm}$)

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

III.6.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.6.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis

. Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

III.6.1.2. Dimensions de la poutrelle :

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

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

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

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

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

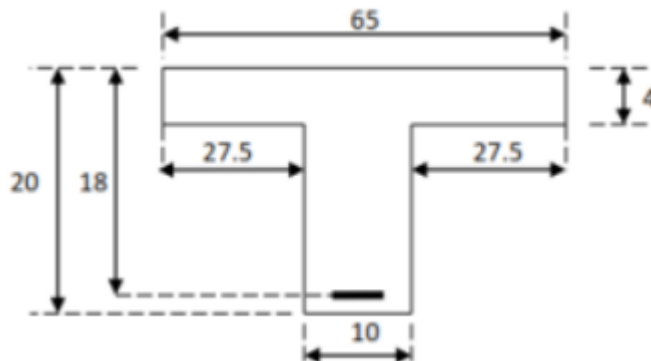
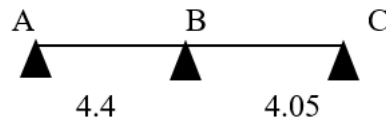


Figure III-12: Schéma d'une poutrelle

III.6.1.3. Les différents types des poutrelles

Type 1 :



III.6.1.4. Calcul les sollicitations des charges et les sur charges des poutrelles

Les charges

* Plancher terrasse

$$G = 6.36 \times 0.65 = 4.144 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$$

* Plancher étage courant +RDC

$$G = 5.10 \times 0.65 = 4.13 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$$

Les surcharges :

* Plancher terrasse :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.78 \text{ KN/m}^2$$

* Plancher étage courant +RDC :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 5.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.29 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III-11: Les combinaisons d'action

Désignation	ELU (KN/m ²)	ELS(KN/m ²)
Terrasse	6.56	4.78
Etage + RDC	5.94	4.29

III.6.1.5. Choix de la Méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles. Ces dernières sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot ou Caquot minorée.

III.6.1.5.1. Méthode forfaitaire : (art.3.III.4. BAEL91/99) [1].**1. Domaine d'application**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N)

2. Principe de la méthode

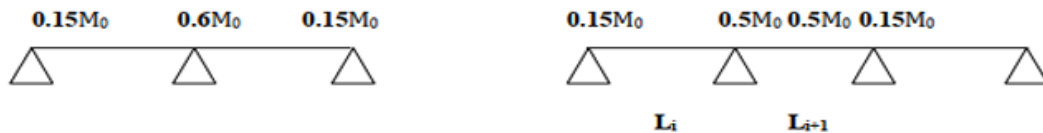
- M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée ;
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

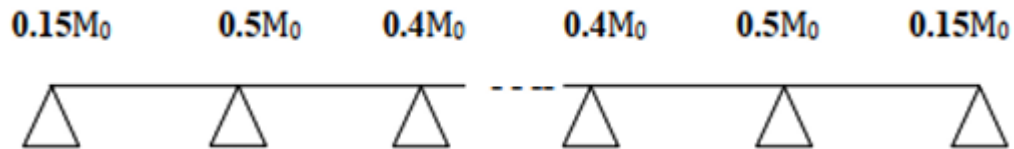
- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$ dans le cas général
- $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$ dans le cas d'une travée
- $M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$ dans le cas d'une travée intermédiaire

⇒ **En appuis:**

Cas de 02 travées : Cas de 03 travées :



Pour à plus de 3 travées :



⇒ Les efforts tranchants

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

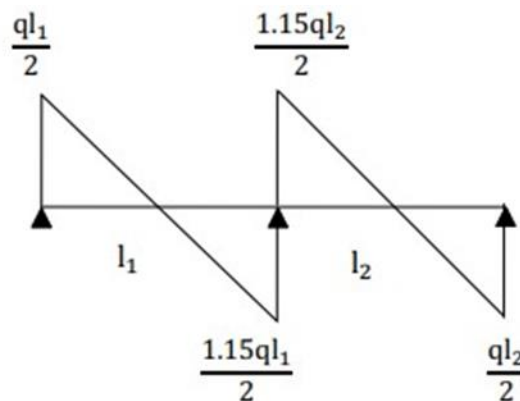


Figure III-13: Effort tranchant d'une poutre à de 2 travées

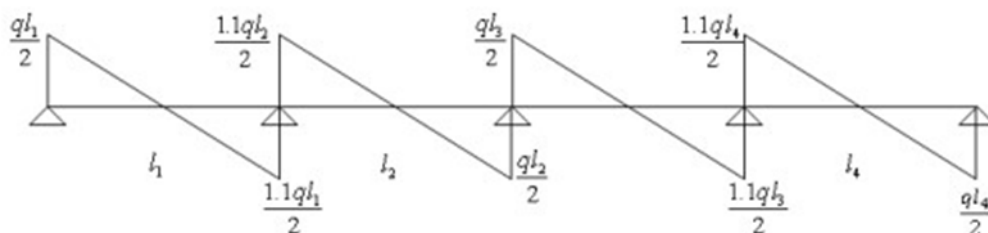


Figure III-14: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

III.6.1.5.2. Méthode de Caquot BAEL 91 (Annexe E.2) [1]

1. Domaine d'applications: BAEL 91(article B.6.2.2.20)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

2. Application de la méthode :

⇒ Moment sur appuis : BAEL 91(article E.2.2.1)

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = \frac{q'g \times Lg'^3 + q'd \times Ld'^3}{8.5(L'g + L'd)}$$

Tel que :

$\begin{cases} Lg' \text{ et } Ld' : \text{longueur fictive} \\ q'g \text{ et } q'd : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} -0.8 L & \text{travée intermédiaire} \\ L & \text{travée de rive} \end{cases}$$

Moment en travée : BAEL 91(article E.2.2.2)

$$M_t(x) = M_0(x) + Mg \left(1 - \frac{x}{L}\right) + Md \times \frac{x}{L}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L-x)$$

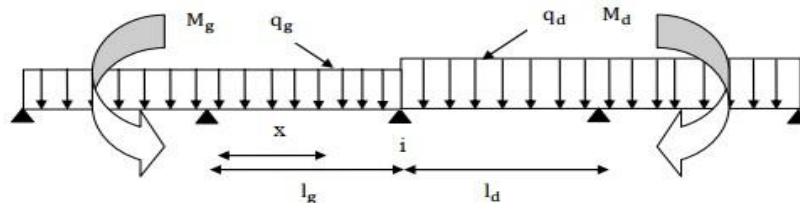


Figure III-15: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

$$X = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{qL}$$

3. Effort tranchant (BAEL 91 Article E.2.2.3)

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM

$$V_i = \pm \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

Avec :

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

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

L : Portée de la travée.

III.6.1.6. Méthode de Caquot minoré : [2]

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Remarque : pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G

III.6.1.7. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III-12: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

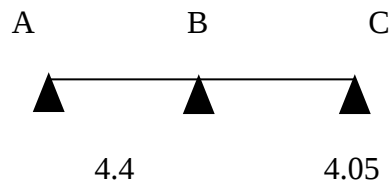
Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adoptée
Type : 1	$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	Vérifiées	Méthode forfaitaire

III.6.1.8. Les sollicitations dans les différents types des poutrelles :

- **Plancher terrasse accessible :**

$$G = 6.36 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Type 01



ELU :

Travée AB :

$$M_{AB} = \frac{qu L^2}{8} = \frac{6.56(4.4)^2}{8} = 15.88 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC} = \frac{qu L^2}{8} = \frac{6.56(4.05)^2}{8} = 13.45 \text{ KN.m}$$

*Moment sur les appuis :

-Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_A = -0.15M_{AB} = -2.38 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15M_{BC} = -2.02 \text{ KN.m}$$

-Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 \times 15.88 = -9.53 \text{ KN.m}$$

*Moment en travée:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.36} = 0.14$$

$$\alpha = 0.14$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \times 0.14)}{2} \times 15.88$$

$$M_t = 9.86 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t \geq [1.05 \times 15.88 ; (1+0.3 \times 0.14) 15.88] - \frac{9.53}{2}$$

$$M_t = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{On adopte: } M_t = 11.78 \text{ KN.m}$$

*Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{6.56 \times 4.4}{2} = 14.43 \text{ KN.}$$

$$T_B = -1.15 \times \frac{q_u L}{2} = \frac{6.56 \times 4.4}{2} = -16.6 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 1.15 \times \frac{q_u L}{2} = \frac{6.56 \times 4.05}{2} = -15.28 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{q_u L}{2} = \frac{6.56 \times 4.05}{2} = -13.28 \text{ KN}$$

❖ ELU :

Travée	L	q_u	M_0	M_g	M_d	α	M_t	T_g	T_d
AB	4.40	6.56	15.88	0	-9.53	0.14	11.91	14.43	-16.60
BC	4.05	6.56	13.45	-9.53	0	0.14	9.36	15.28	-13.28

❖ ELS :

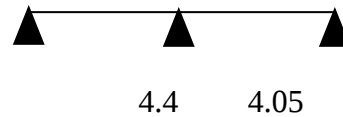
Travée	L	q_s	M_0	M_g	M_d	α	M_s	T_g	T_d
AB	4.40	4.78	11.57	0	-6.94	0.14	8.68	10.52	-12.09
BC	3.05	4.78	9.80	-6.94	0	0.14	6.82	11.13	9.68

- **Plancher étage courant**

$$G = 5.10 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

Type 01 :

A B C



❖ ELU :

Travée AB :

$$M_{AB} = \frac{qu L^2}{8} = \frac{5.94(4.4)^2}{8} = 14.37 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC} = \frac{qu L^2}{8} = \frac{5.94(4.05)^2}{8} = 12.18 \text{ KN.m}$$

*Moment sur les appuis :

-Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_A = -0.15M_{AB} = -2.16 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15M_{BC} = -1.83 \text{ KN.m}$$

-Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 \times 14.37 = -8.62 \text{ KN.m}$$

❖ ELU :

Travée	L	q _u	M ₀	M _g	M _d	α	M _t	T _g	T _d
AB	4.40	5.94	14.37	0	-8.62	0.23	11.05	13.07	-15.03
BC	4.05	5.94	12.18	-8.62	0	0.23	8.71	13.83	-12.03

❖ ELS :

Travée	L	q _s	M ₀	M _g	M _d	α	M _t	T _g	T _d
AB	4.40	4.29	10.38	0	- 6.23	0.23	7.98	9.37	- 10.85
BC	4.05	4.29	8.9	- 6.23	0	0.23	6.4	9.99	- 8.69

Les sollicitations maximums*❖ ELU :****Tableau III-13:** Les sollicitations maximums à ELU.

Type	Désignations	M _t (KN.m)	M _{a inter} (KN.m)	M _{a de rive} (KN.m)	T (KN)
Type 01	Terrasse	11.91	-9.93	-2.38	16.60
	Etage Courant	11.05	-8.62	- 2.16	15.03

❖ ELS :**Tableau III-14:** Les sollicitations maximums à ELS

Type	Désignations	M _t (KN.m)	Ma inter (KN.m)	Ma de rive (KN.m)	T (KN)
Type 01	Terrasse	8.68	-6.94	- 1.74	12.09
	Etage Courant	7.98	-6.23	- 1.56	10.85

III.6.2. Ferrailages des poutrelles**- Terrasse accessible**

On prend le cas le plus sollicité des planchers : Terrasse (Type01)

$$M_{tu}^{max} = 11.91 \text{ KN.m} ; M_{au}^{max} = -9.53 \text{ KN.m} ; T_{u \max} = 16.60 \text{ KN} ; M_{travee} = -2.38 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h}{2} \right) = 14.17 \times 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.95 > = 11.91 \text{ KN.m}$$

D'où la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile

❖ En travée :

$$M_{tu}^{max} = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{11.91 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.039$$

$$\mu_{bu} = 0.039 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.039 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A = 0.$$

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

$$\alpha = 0.049$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 176.46 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}^{max}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.91 \times 10^6}{176.46 \times \frac{400}{1.15}} = 194.04 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.94 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

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

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

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{cal} = 1.94 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 soit $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Tableau III-15:: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	Acal(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	S _t
11.91	0.039	0.049	176.46	1.94	1.41	2HA12= 2.26	25

❖ Sur appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm.

✓ Appui intermédiaire :

$$M_{au}^{max} = -9.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{9.53 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.21$$

$$\mu_{bu} = 0.21 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21})$$

$$\alpha = 0.298$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.298)$$

$$Z = 158.54 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}^{max}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.53 \times 10^6}{158.54 \times \frac{400}{1.15}} = 172.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 1.73 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2$$

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

Tableau III-16: Tableau de ferrailage à l'ELU

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	Acal(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	S _t
9.53	0.21	0.298	158.54	1.73	0.22	3HA10= 2.36	25

✓ Appui de rive :

$$M_{\text{ta reve}} = -2.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{trave}}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{2.38 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.039 \leq \mu_1 = 0.186 \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.039 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052})$$

$$\alpha = 0.067$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.067)$$

$$Z = 175.18 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ta reve}}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.38 \times 10^6}{175.18 \times \frac{400}{1.15}} = 39.06 \text{ mm}^2 \quad 0.39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 0.39 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 soit $A_s = 0.79 \text{ cm}^2$

Tableau III-17: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	S_t
2.38	0.052	0.067	175.18	0.39	0.22	1HA10= 0.79	25

- Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

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

$$\tau_u = \frac{16.6 \times 103}{100 \times 180} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min (0.2; 4 \text{ MPa}) = \overline{\tau_u} = \min (3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

•Choix des armatures transversales :

$$Q_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{\text{max}} \right) == \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1 \right) = \min \{0.57; 1; 1\}$$

$$Q_t = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } A_s = 2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

•Espacement entre cadre (S_t) :

L'espace des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{09h; 40cm\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_s \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_s \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)})$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{09 \times 18 = 16.2; 40cm\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57cm \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.92 - 0.3 \times 2.1)} = 62.9 \end{cases}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

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

• Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_u$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (16.60 \times 10^3) = 47.73 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq 0.47 \text{ cm}^2 \dots \text{CV.}$$

-Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u \times \frac{M_{au}^{max}}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(16.60 \times 10^3 - \frac{9.53 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -121.4 \text{ mm}^2$$

$A_l \geq -1.21 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

•Vérification de la bielle

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \\ \sigma_{bc} = \frac{2T_u}{ab_0} \text{ Avec : } a = \min \{0.9d; (40 - 4)cm\} = 16.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3}$$

$$T_u = 108.14 \text{ KN}$$

$$T_u = 16.64 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

• **Vérification de la jonction table-nervure**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u \times b_1}{0.9 b d h_0} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16.6 \times 10^3 \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

□ En travée :

$$M_{ts}^{\max} = 8.68$$

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

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

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

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

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre est dans la table le calcul sont identiques au cas d'une section rectangulaire

-Calcul y:

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

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18 - y) \times 2.26 = 0$$

$$= 32.5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0$$

$$y = 3.84 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie:

$$H = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times (18 - 3.84)^2 \times 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.68 \times 10^6 \times 3.84}{8023.97 \times 10^4} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les résultats trouvés en travée est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III-18:: Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
8.68	2.26	3.84	8023.97	0.42	Cv

❖ Sur appuis intermédiaires

$$M_{ts}^{\max} = 6.94 \text{ Kn.m}$$

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

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

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

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

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre est dans la table le calcul sont identiques au cas d'une section rectangulaire

-Calcul y:

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

$$= 32.5y^2 + 33.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie:

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

$$\frac{1}{3} \times 65 \times y^3 - 15 \times (18-y) \times 2.36 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.92^3 + 15 \times (18 - 3.92)^2 \times 2.36 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.94 \times 10^6 \times 3.92}{8323.04 \times 10^4} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Les résultats trouvés en travée est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III-19: Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
6.94	2.36	3.92	8323.04	3.27	CV

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{4.4} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad CNV \\ \frac{0.20}{4.4} = 0.045 \geq \frac{8.68}{10 \times 11.57} = 0.075 \quad CV \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad CNV \end{array} \right.$$

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

-Calcul de la flèche: BAEL 91(article B.6.5.2)[2]

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

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

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

- p : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5m \\ 0.5cm + \frac{L}{500} & \text{pour } L > 5m \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B. 6.5.3) [2]}$$

Avec : $y=3.84 \text{ cm}$; $I = 8023.97 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

$A_s=2.26 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $f_{t28}= 2.1 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{10 \times 18} \quad \rho = 0.0126$$

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

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left[\frac{h}{2} - y_G \right]^2 + (b-b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 + (b-b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b-b_0) h_0 + 15 A_s d}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65-10) \frac{20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{10 \times 20 + (65-10) \times 15 + 15 \times 2.26} = 6.72 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 6.72 \right]^2 + (65-10) h_0 \left(6.72 - \frac{4}{2} \right)^2 + (65-10) \frac{4^3}{12} + 15 \times 2.26 (18-6.72)^2$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

*Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) \times 0.0126} = 3.39$$

$$\lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.39 = 1.36$$

$$\lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

*Calcul de Contraintes σ_s :

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

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

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

q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 2.8 = 1.82$$

$$q_{j \text{ ser}} = 1.82 \text{ KN /m}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 G = 0.65 \times 6.36 = 4.14$$

$$q_{g \text{ ser}} = 4.13 \text{ KN /m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 (G + Q) = 0.65 \times (6.36 + 1) = 5.12$$

$$q_{p \text{ ser}} = 4.78 \text{ KN /m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \frac{1.82 \times 4.4^2}{8} = 3.30$$

$$M_{j \text{ ser}} = 3.30 \text{ KN .m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \frac{4.13 \times 4.4^2}{8} = 7.50$$

$$M_{g \text{ ser}} = 7.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p \text{ ser}} L^2}{8} = 0.75 \frac{4.78 \times 4.4^2}{8} = 8.78$$

$$M_{p \text{ ser}} = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{j \text{ ser}} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 3.30 \times 10^6 (180-3.84)}{8023.97 \times 10^4} = 87.35$$

$$\sigma_{sj} = 87.35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{g \text{ ser}} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.50 \times 10^6 (180-3.84)}{8023.97 \times 10^4} = 198.53$$

$$\sigma_{sg} = 198.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{p \text{ ser}} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 8.68 \times 10^6 (180-3.84)}{8023.97 \times 10^4} = 229.77$$

$$\sigma_{sp} = 229.77 \text{ KN.m}$$

*Calcul de μ

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 87.35 + 2.1} \right] = 0.57$$

$$\mu_j = 0.57$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 198.53 + 2.1} \right] = 0.69$$

$$\mu_g = 0.69$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 229.77 + 2.1} \right] = 0.73$$

$$\mu_p = 0.73$$

*Calcul de l'inertie fictive (I_f)

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.57} = 14377.43$$

$$I_{fji} = 14377.43$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.69} = 12625.84$$

$$I_{fgi} = 12625.84$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.73} = 12133.12$$

$$I_{fpi} = 12133.12$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 1.36 \times 0.69} = 21749.35$$

$$I_{fgv} = 21749.35$$

*Evaluation des flèches :

$$I_{fj} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3.30 \times 10^6 (4.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 14377.43 \times 10^4} = 2.18 \quad I_{fg} = 2.18 \text{ mm}$$

$$I_{fg} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{7.5 \times 10^6 (4.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12625.84 \times 10^4} = 3.58$$

$$I_{fg} = 3.58 \text{ mm}$$

$$I_{fp} = \frac{M_{pser} l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{8.68 \times 10^6 (4.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12133.12 \times 10^4} = 4.31$$

$$I_{fg} = 4.31 \text{ mm}$$

$$I_{gv} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{7.5 \times 10^6 (4.4 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 21749.35 \times 10^4} = 6.23$$

$$I_{fg} = 6.23 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

$$\Delta_{ft} = 6.23 - 2.18 + 4.31 - 3.58$$

$$\Delta_{ft} = 4.78 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ft} = 4.24 \leq f_{admissible} = 8.8 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

➤ **Type 1 :**

-Sollicitations maximales :

❖ **Etage courant :**

On prend le cas le plus sollicité des planchers : Etage courant (Type 01)

$$M_{tu}^{max} = 11.05 \text{ KN.m} ; M_{au}^{max} = -8.62 \text{ KN.m} ; T_{u \max} = 15.03 \text{ KN} ; M_{ta \text{ reve}} = -2.16 \text{ KN.m}$$

E.L.U :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 58.95 > 11.91 \text{ KN.m}$ D'où la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile ht ($b \times h$)

❖ En travée :

$$M_{tu}^{max} = 11.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{11.05 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037})$$

$$\alpha = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 176.62 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}^{max}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.05 \times 10^6}{176.62 \times \frac{400}{1.15}} = 179.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

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

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

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

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 1.8 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12 soit $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Tableau III-20: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	S_t
11.05	0.037	0.047	176.62	1.8	1.41	2HA12 = 2.26	25

❖ **Sur appuis :**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm.

✓ Appui intermédiaire :

$$M_{au}^{max} = -8.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{max}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{max}}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{8.62 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.188$$

$$\mu_{bu} = 0.188 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A_s = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.188})$$

$$\alpha = 0.26$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.26)$$

$$Z = 162.28 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_{au}^{max}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.62 \times 10^6}{158.54 \times \frac{400}{1.15}} = 152.71 \text{ mm}^2$$

$$= 1.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.53 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 2HA12 soit } A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Tableau III-21: Tableau de ferrailage à l'ELU

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	S _t
8.62	0.188	0.27	162.28	1.53	0.22	3HA12= 2.26	25

✓ **Appui de rive :**

$$M_{\text{ta reve}} = -2.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{ta reve}}}{b d^2 \mu_{bu}}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{2.16 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.047$$

$$\mu_{bu} = 0.047 \leq \mu_1 = 0.186 \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.047 \leq \mu_1 = 0.392 \quad A = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047})$$

$$\alpha = 0.060$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 180(1 - 0.4 \times 0.060)$$

$$Z=175.68 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ta \text{ reve}}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.16 \times 10^6}{175.68 \times \frac{400}{1.15}} = 35.35 \text{ mm}^2$$

$$= 0.35 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{28}}{f_e}$$

$$F_{c28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 0.35 \text{ cm}^2; A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 soit $A_s = 0.79 \text{ cm}^2$

Tableau III-22: Tableau de ferrailage à l'ELU

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	Acal(cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	S _t
2.16	0.047	0.060	175.68	0.35	0.22	1HA10= 0.79	25

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

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

$$\tau_u = \frac{15.03 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.84 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2; 4 \text{ MPa}) = \overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ Mpa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots CV.$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement

• **Choix des armatures transversales**

$$Q_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{\max}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1\right) = \min\{0.57; 1; 1\}$$

$$Q_t = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } A_s = 2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **Espacement entre cadre (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_s \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_s \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)})$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.84 - 0.3 \times 2.1)} = 86.87 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min\{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

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

• **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_u$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (15.03 \times 10^3) = 43.21 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq 0.47 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

-Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u \times \frac{M_{au}^{max}}{0.9d}\right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(15.03 \times 10^3 - \frac{8.62 \times 10^6}{0.9 \times 180}\right) = -109.77$$

$A_l \geq -1.09 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

•Vérification de la bielle

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2T_u}{ab_0} \end{cases} \text{ Avec : } a = \min \{0.9d ; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3}$

$$T_u = 108.14 \text{ KN}$$

$$T_u = 16.64 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

•Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u \times b_1}{0.9 b d h_0} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec : Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15.03 \times 10^3 \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

•Vérification des contraintes à l'ELS

- En travée :

$$M_{ts}^{max} = 7.98 \text{ KN.m}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 12.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre est dans la table le calcul sont identiques au cas d'une section rectangulaire

-Calcul y:

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

$$\frac{1}{2} \times 65 y^2 - 15 (18-y) \times 2.26 = 0$$

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.20 = 0$$

$$y = 3.84 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie:

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

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times (18 - 3.84)^2 \times 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.98 \times 10^6 \times 3.84}{8023.97 \times 10^4} = 3.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les résultats trouvés en travée est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III-23: Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
7.98	2.26	3.84	8023.97	3.82	CV

- Sur appuis intermédiaires

$$M_{ts}^{\max} = 6.23 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre est dans la table le calcul sont identiques au cas d'une section rectangulaire

-Calcul y:

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

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15(18-y)2.26 = 0$$

$$32.5y^2 + 33.9y - 610.20 = 0$$

$$y = 3.84 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie:

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

$$\frac{1}{3} \times 65 \times y^2 - 15 \times (18-y) \times 2.36 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times (18 - 3.84)^2 \times 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.23 \times 10^6 \times 3.84}{8023.97 \times 10^4} = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les résultats trouvés en travée est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III-24: Vérification des contraintes à l'ELS

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
------------------------	--------------------	------------------	---------------------------	---------------	---

6.23	2.26	3.84	8023.04	2.98	CV
------	------	------	---------	------	----

•Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [1]

$$\bullet \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \begin{cases} \frac{0.20}{4.4} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & CNV \\ \frac{0.30}{3.4} = 0.088 \geq \frac{7.98}{10 \times 10.38} = 0.077 & CV \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 & CNV \end{cases}$$

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

-Calcul de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.2) [1]

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

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

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

- p : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5m \\ 0.5cm + \frac{L}{500} & \text{pour } L > 5m \end{cases} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3) [2]}$$

Avec : $y = 3.84 \text{ cm}$; $I = 8023.97 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.26}{10 \times 18}$$

$$\rho = 0.0126$$

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

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left[\frac{h}{2} - y_G \right]^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A s d}{b_0 h + (b - b_0) h + 15 A s d}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 15 + 15 \times 2.26} = 6.72 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 6.72 \right]^2 + (65 - 10) h_0 \left(6.72 - \frac{4}{2} \right)^2 + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + 15 \times 2.26 (18 - 6.72)^2$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

***Calcul des coefficients :**

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65} \right) \times 0.0126} = 3.39$$

$$\lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{3} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \frac{2}{3} \times 3.39 = 1.36$$

$$\lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

***Calcul de Contraintes σ_s :**

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

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

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

- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$- q_{jser} = 0.65 G = 0.65 \times 2.8 = 1.82$$

$$- q_{jser} = 1.82 \text{ KN /m}$$

$$- q_{gser} = 0.65 G = 0.65 \times 5.10 = 3.32$$

$$- q_{gser} = 3.32 \text{ KN /m}$$

$$- q_{pser} = 0.65 (G + Q) = 0.65 \times (5.10 + 1.5) = 4.29$$

$$- q_{jser} = 5.29 \text{ KN /m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} L^2}{8} = 0.75 \frac{1.82 \times 4.4^2}{8} = 3.3$$

$$M_{jser} = 3.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} L^2}{8} = 0.75 \frac{3.32 \times 4.4^2}{8} = 6.03$$

$$M_{gser} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} L^2}{8} = 0.75 \frac{5.29 \times 4.4^2}{8} = 7.79$$

$$M_{pser} = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$\delta_{sj} = \frac{15 M_j (d-y)}{I} = \frac{15 \times 3.3 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 87.35$$

$$\delta_{sj} = 87.35 \text{ KN.m}$$

$$\delta_{sg} = \frac{15 M_g (d-y)}{I} = \frac{15 \times 6.03 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 159.62$$

$$\delta_{sg} = 159.62 \text{ KN.m}$$

$$\delta_{sp} = \frac{15 M_p (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.79 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 206.21$$

$$\sigma_{sp} = 206.21 \text{ KN.m}$$

***Calcul de μ :**

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{40.0126 \times 87.35 + 2.1} \right] = 0.43$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 159.62 + 2.1} \right] = 0.63$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 206.21 + 2.1} \right] = 0.71$$

***Calcul de l'inertie fictive (I_f) :**

$$If_{ji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.43} = 17153.82$$

$$If_{gi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.63} = 13444.83$$

$$If_{pi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.71} = 12374.58$$

$$If_{gv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 1.36 \times 0.63} = 22705.16$$

***Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3.3 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 17153.82} = 1.16 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{6.03 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 13444.83} = 2.7 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{7.79 \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 12374.16} = 3.79 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{6.03 \times 4.4^2}{10 \times 10721.4 \times 22705.16} = 4.79 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 4.79 - 1.16 + 3.79 - 2.7$$

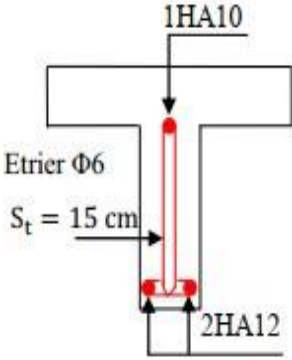
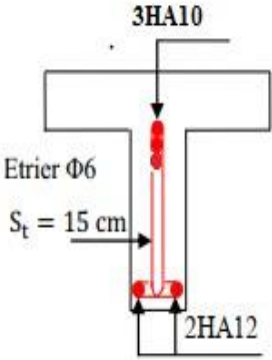
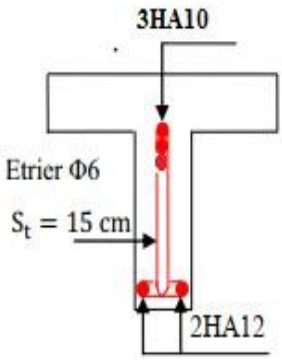
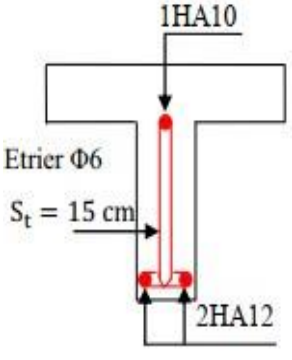
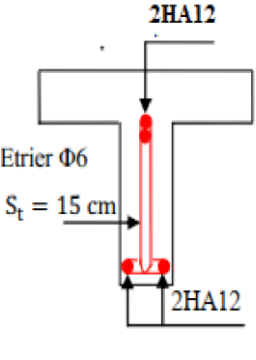
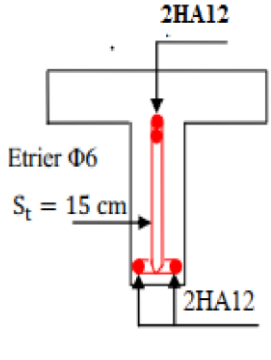
$$\Delta f_t = 5.04 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{4.4}{500} = 8.8$$

$$\Delta f_t = 5.04 \leq f_{admissible} = 8.8 \text{ mm} \dots\dots CV$$

Tableau III-25: ferrailage des poutrelles

Terrasse accessible

Type 01			
Etage courant			
Type 01			

III.6.2.1. Etude de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)

Selon le CBA93 article (B.6.8.4.2.3) [3] la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ❖ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq \text{entre axes des poutrelles } l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4I_0}{f_e}$$

$$l_0 = 65 \text{ cm}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$: Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106$$

$$A_T = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec: $S_t \leq 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

Avec: $S_t \leq 33 \text{ cm}$

On choisit : un treillis soudé Φ_6 (150×150) mm^2

5HA 6/ml = $1.41 \text{ cm}^2 \perp$ aux poutrelles

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ cv.

5HA 6/ml = $1.41 \text{ cm}^2 //$ aux poutrelles $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$cv.

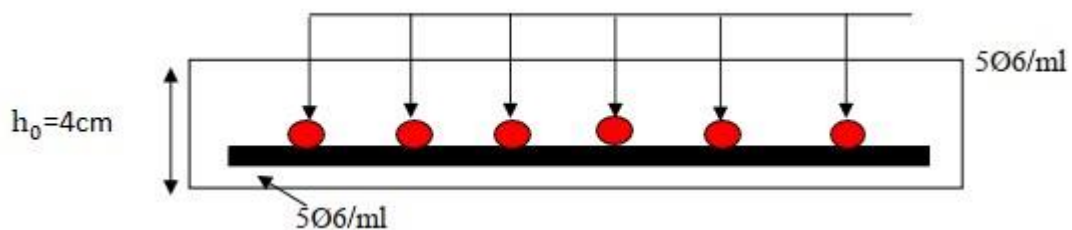


Figure III-16: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Conclusion

Les travaux achevés dans ce chapitre se présentent aux calculs de différents charges et sollicitation agissent sur les éléments non structuraux. Ces derniers nous ont permis de déterminer le ferrailage nécessaire de ces éléments afin de garantir la stabilité et la résistance du bâtiment ainsi que le confort requise afin d'assurer le bien-être de la vie humain.

Chapitre IV

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifiée selon les règles parasismiques algériennes. Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+5) à usage multiple avec justification d'interaction portiques voiles, est implanté à MILA C'est une zone classée par le RPA2024 comme zone sismicité moyenne (zone V) et dans un Site ferme (S3).

IV.2. Buts de l'analyse dynamique

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure. -Déterminer les modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation.....($\beta=0,2$) Tab.4.5. RPA 2024

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1. Méthode statique équivalente (Article 4.2 du RPA 2024)

a) Principe

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement,

suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

-Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

c) Méthode de 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 de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

-Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale**a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale**

- Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. 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.

b) Modélisation

b.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.

b.2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des 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 (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.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.

b.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).

b.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.

IV.4. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

Calcul de la force sismique totale La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eq n. (4.1) :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

avec:

(T_0) : Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

IV.4.1. Définitions de la valeur des coefficients

- Coefficient de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{Si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

- Poids totaux de la structure « W » :

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure $W_{Gi} = 11598.80 \text{ KN}$

W_{Qi} : Charges d'exploitation $W_{Qi} = 2066.19 \text{ KN}$

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Tableau IV-1: Coefficient d'accompagnement

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\varphi = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

- **Spectre de calcul**

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_E}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_E}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_E}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_E}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

❖ **Coefficient d'Accélération de Zone A.**

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	/
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.2
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

❖ **S : coefficient de site**

Le spectre, selon la zone sismique, est de

- Type 1 : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI
- Type 2 : appliqué aux zones sismiques I, II et II

Pour les quatre classes de sol S1, S2, S3, et S4, les valeurs recommandées des paramètres S, T1, T2 et T3 sont données dans :

- le spectre de type 1 le pour tableau (3.3)

Tableau IV-2: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
S1	1.00	0.10	0.40	2.0
S2	1.20	0.10	0.50	2.0
S3CRFED	1.30	0.15	0.60	2.0
S4	1.35	0.15	0.70	2.0

Notre bâtiment est implanté dans la région **MILA** de (zone V) et S3 pour notre cas on a :
S= 1.3 **T1 (s)=0.15 s** **T2 (s)=0.60 s** **T3 (s)=2.0**

❖ Coefficient d'importance, I

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) (cf. Eq. n. (1.2) & Annexe I).

Tableau IV-3: Valeurs des coefficients d'importance

Coefficient d'importance, I	Group d'importance			
Zon	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

❖ Coefficient de comportement global de structure (R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA 2024 en fonction du système de contreventement.

Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.17) des RPA 2024 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV-4: Valeurs du coefficient de comportement R.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
-----	---	-------------

A)	Structures en béton armé	
1	Système à ossature	5.5
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage	3.5
4	en maçonnerie rigide	4.5
5	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5
6	Système de contreventement constitué par des voiles	3
7	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3
8	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	2
9	Système en pendule inversé	1.5
	9 Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	

❖ Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité, QF, tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation La valeur de QF est déterminée par Eq. n. (3.23) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{Article 3.8 (RPA 2024)}.$$

Tableau IV-5: Valeur de facteur de qualité

3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0.2
Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.2
Conditions minimales sur les travées	0	0.10
$\sum P_q$.	0.10	

$$Q = 1 + 0.10 = \mathbf{1.1}$$

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = A I S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \frac{1.1}{5.5} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.162$$

IV.5. Modélisation et résultats

IV.5.1. Modélisation

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatiques impose Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**. La structure modélisée est représentée en figure IV.1.

IV.5.2. Analyse de la structure

MODELISATION DE LA STRUCTURE

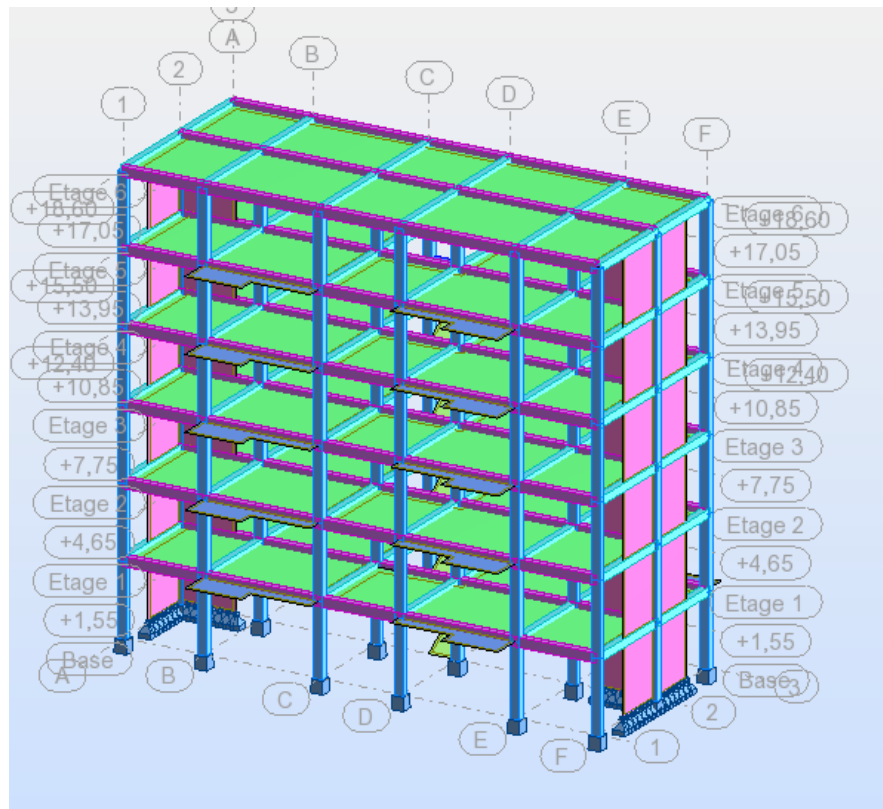


Figure IV-1: Vue en plan et en 3D de la structure en portique

a) Première variante des voiles

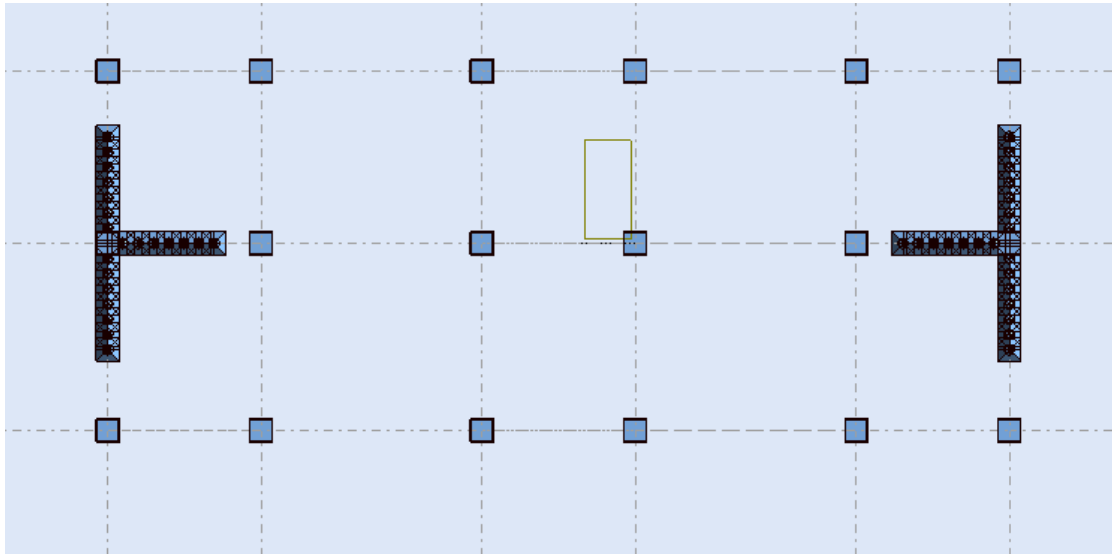


Figure IV-2: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial.

a.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT

Tableau IV-6: Périodes et factures de participation massique modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,74	0,57	0,02	62,56	0,0	0,02	62,56	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 2	2,06	0,49	72,92	62,57	0,0	72,90	0,01	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 3	3,05	0,33	73,31	62,58	0,0	0,39	0,01	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 4	3,41	0,29	73,58	64,64	0,0	0,28	2,06	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 5	3,54	0,28	73,66	70,35	0,0	0,08	5,71	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 6	3,95	0,25	73,67	80,10	0,0	0,00	9,76	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 7	4,86	0,21	77,31	80,13	0,0	3,64	0,03	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 8	5,30	0,19	77,34	81,18	0,0	0,03	1,05	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 9	5,44	0,18	77,38	85,10	0,0	0,04	3,91	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 10	5,88	0,17	84,65	85,11	0,0	7,26	0,01	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 11	6,12	0,16	85,19	85,11	0,0	0,54	0,00	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 12	6,21	0,16	85,20	86,18	0,0	0,01	1,07	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 13	6,70	0,15	85,33	86,22	0,0	0,13	0,04	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 14	7,15	0,14	85,33	86,25	0,0	0,00	0,03	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 15	7,47	0,13	85,88	86,25	0,0	0,55	0,00	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 16	7,75	0,13	85,90	89,58	0,0	0,02	3,33	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 17	7,85	0,13	85,90	89,93	0,0	0,00	0,35	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 18	7,98	0,13	86,20	90,01	0,0	0,30	0,07	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 19	8,19	0,12	86,25	90,79	0,0	0,05	0,78	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 20	8,43	0,12	87,87	90,80	0,0	1,62	0,01	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 21	8,94	0,11	88,07	90,80	0,0	0,20	0,00	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 22	9,82	0,10	88,08	91,37	0,0	0,00	0,57	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 23	10,26	0,10	88,59	91,38	0,0	0,52	0,00	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 24	10,58	0,09	88,61	91,56	0,0	0,01	0,19	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 25	10,71	0,09	88,69	91,70	0,0	0,08	0,14	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 26	11,19	0,09	90,19	91,71	0,0	1,50	0,00	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 27	11,44	0,09	93,51	91,72	0,0	3,33	0,01	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 28	11,47	0,09	93,52	92,18	0,0	0,01	0,46	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 29	11,71	0,09	93,53	92,21	0,0	0,01	0,03	0,0	1216289,14	1216289,14
3/ 30	12,56	0,08	93,70	92,30	0,0	0,17	0,09	0,0	1216289,14	1216289,14
4/ 1	1,74	0,57	0,02	62,56	0,0	0,02	62,56	0,0	1216289,14	1216289,14
4/ 2	2,06	0,49	72,92	62,57	0,0	72,90	0,01	0,0	1216289,14	1216289,14

a.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est mode de translation selon l'axe **Y (62.56%)** de participation de masse modale.
- Le 2^{ème} est un mode de translation selon l'axe **X (72.90%)** de participation de masse modale.
- 3^{ème} mode est mode détorsion.

Les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion

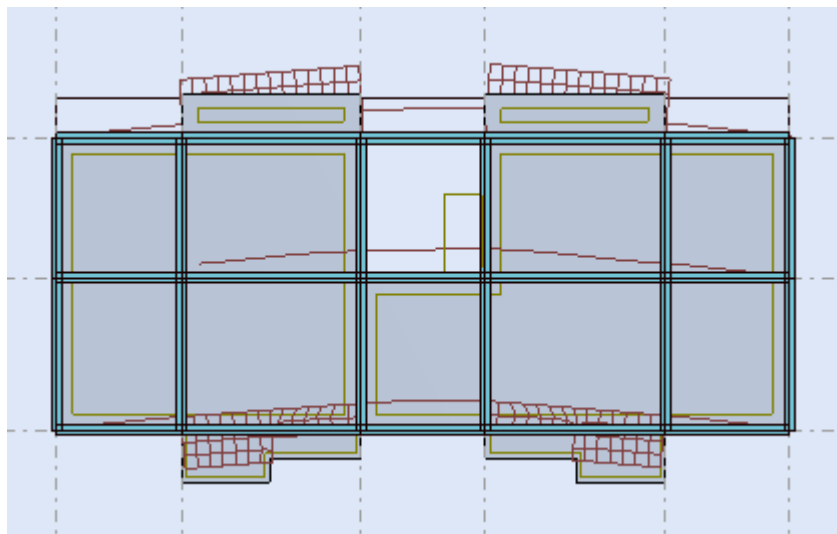


Figure IV-3: Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan.

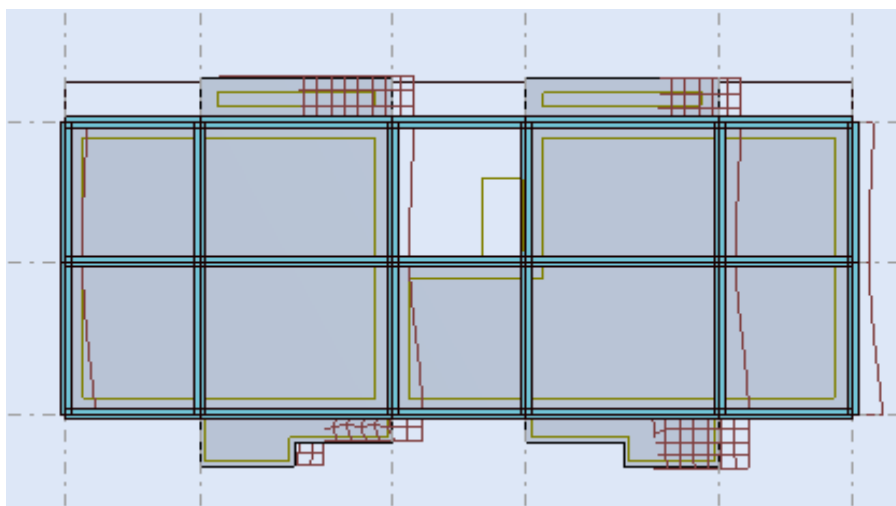


Figure IV-4: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

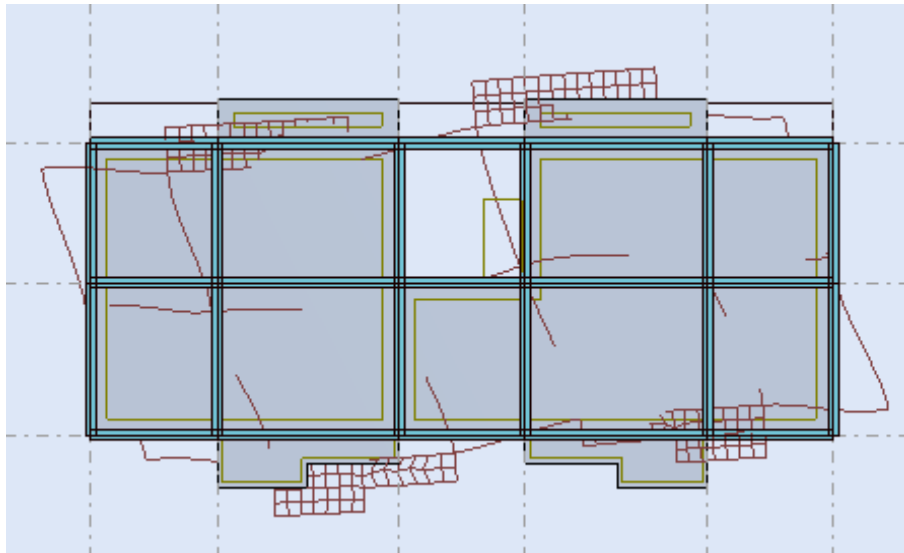


Figure IV-5: Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan.

IV.6. Calcul des Actions Sismiques

Selon la Méthode Statique Equivalente (**RPA 2024 art 4.3.6**) : La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T\text{-logiciel}} \leq 0,80 V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **$0.8V/V_t$**

La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

Tableau IV-7: La relation entre la période empirique et analytique.

Cas	Période à utiliser T
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau IV-8: Valeurs du coefficient C_t

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en	0.050
4	maçonnerie	0.050
	Autres types de structures	

C_t : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau IV.8

Donc : $C_t = 0.05$

➤ **Sens longitudinal**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot (18.60)^{3/4} = 0.447 \text{ s}$$

$$1.3 \cdot T_{\text{empirique}} = 0.469 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.49 \text{ s} \dots \dots \text{ (Tableau IV.2)}$$

➤ **Sens transversal**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot (18.60)^{3/4} = 0.447 \text{ s}$$

$$1.3 \cdot T_{\text{empirique}} = 0.581 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0.58 \text{ s} \dots \dots \text{ (Tableau IV.2)}$$

❖ **Calcul de l'effort sismique totale « V »**

Sens x :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V = 0.85 \times 0.162 \times 12012038 = 1654.05 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 1443.47 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base**

Tableau IV-9: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	1323.24	1443.47	Condition vérifiée
Suivant Y	1323.24	659.14	Condition Non vérifiée

Remarque

Si ($V_{dy} \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($0.80V / V_t$). [4],

➤ **Vérification de masse participante**

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (**Tableau IV.5**) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. **Comparaison des résultats trouvés :** les valeurs trouvées pour Masses Cumulées U_X [%], Masses Cumulées U_Y [%] sont supérieures à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

$$\text{Min (Masses Cumulées } U_X \text{ [%], Masses Cumulées } U_Y \text{ [%])} \geq 90\%.$$

$$\text{Min (93.32} \geq 90\%, 91.54 \geq 90\%) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [1]**

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_{xi}$

- Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_{yi}$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

:

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré. X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **ROBOT** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-10: centre de masse et centre de torsion.

Niveau	Position de centre de masse		Position de centre de torsion	
	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	10.60	4.65	10.60	4.46
1	10.60	4.39	10.60	4.46
2	10.60	4.39	10.60	4.46
3	10.60	4.39	10.60	4.46
4	10.60	4.39	10.60	4.46
5	10.60	4.26	10.60	4.4

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité théorique

$$e_x = |X_G - X_R|; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

$$\text{Sens } x - x_{acc} = 0.05L_x$$

$$\text{Sens } y - y_{acc} = 0.05L_y$$

Tableau IV-11: Vérification de l'excentricité accidentelle.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
<i>RDC</i>	0	0.19	1.04	0.42
<i>1^{er} Etage</i>	0	0.07	1,04	0.42
<i>2^{eme} Etage</i>	0	0.07	1,04	0.42
<i>3^{eme} Etage</i>	0	0.07	1,04	0.42
<i>4^{eme} Etage</i>	0	0.07	1,04	0.42
<i>5^{eme} Etage</i>	0	0.14	1,04	0.42

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.1. Calcul de déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit $\delta_k = \frac{R}{Q_f} \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

Q_f : Facteur de qualité

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV-12: Vérification de déplacement

Etage	U _x	δ_k (m)	Δk (m)	U _y (m)	δ_k (m)	Δk (m)	h/200	Constatation
RDC	0.002	0.01	0.01	0.002	0.01	0.01	0.015	CV
1^{er} Etage	0.005	0.025	0.015	0.004	0.02	0.01	0.015	CV

2 ^{er} Etage	0.008	0.04	0.015	0.007	0.035	0.015	0.015	CV
3 ^{er} Etage	0.011	0.055	0.015	0.009	0.045	0.01	0.015	CV
4 ^{er} Etage	0.014	0.07	0.015	0.014	0.05	0.005	0.015	CV
5 ^{er} Etage	0.015	0.075	0.005	0.012	0.06	0.01	0.015	CV

Vérification au renversement

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Il faut donc vérifie :

Il faut donc vérifie :

$$\frac{\sum W_k \cdot b_i}{\sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x :

Tableau IV-13: Vérification au renversement sens x

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
----------	------------	-----------	------------------	---------------	-----------	---------------------

RDC	12012.038	10.6	127327.60	60.95	3.10	188.95
1 ^{er} Etage	9840	10.6	103922.4	125,71	6.2	779.40
2 ^{eme} Etage	7802.84	10.6	82710.10	202.3	9.3	1881.39
3 ^{eme} Etage	5801.43	10.6	61495.15	285.05	12.4	3534.62
4 ^{eme} Etage	3800.02	10.6	40280.21	364.76	15.5	5653.47
5 ^{eme} Etage	1801.49	10.6	19095.79	404.93	18.6	7531.69
$\Sigma W_k \cdot b_i$			434831.25	$\Sigma F_k \cdot h_k$		19569.52

Sens y:

Tableau IV-14: Vérification au renversement sens y

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
RDC	12012.038	4.65	55855.97	39.94	3.10	123.814
1 ^{er} Etage	9840	4.39	43197.6	72.81	6.2	451.42
2 ^{eme} Etage	7802.84	4.39	34254.47	100.67	9.3	936.231
3 ^{eme} Etage	5801.43	4.39	25468.28	129.07	12.4	1600.468
4 ^{eme} Etage	3800.02	4.39	16682.078	151.93	15.5	2354.92
5 ^{eme} Etage	1801.49	4.26	7674.35	167.74	18.6	3119.96
$\Sigma W_k \cdot b_i$			183132.75	$\Sigma F_k \cdot h_k$		8586.82

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S = \Sigma W_k \cdot b_k}{M_R = \Sigma F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x :

M_S	M_R		Constatation
434831.25	19569.52	22.22	Condition vérifié

Sens y:

M_S	M_R		Constatation
183132.75	8586.8	21.32	Condition vérifié

➤ **Effort normal réduits :**

L'article (7-4-3) du RPA 2024 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $V = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,35$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: « Les combinaisons d'action à considérer ».

Tableau IV-15: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	Section(mm)	$N_d(N)$	F_{c28} (MPa)	V	Observation
RDC et 1-2-3-4-5	40*30	1018470	25	0.33	CV

➤ **Justification de l'effet P-Δ : raidisseur**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. L'article 5.9 du RPA 2024

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tableau IV-16: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	12012.038	0.01	1443.70	3.1	0.0268397241	OK
2	9840	0.015	1382.75	3.1	0.0034450303	OK
3	7802.84	0.015	1257.04	3.1	0.030035	OK
4	5801.43	0.015	1054.74	3.1	0.0266145	OK
5	3800.02	0.015	767.69	3.1	0.023951	OK
6	1801.49	0.005	404.93	3.1	0.00717563	OK

Tableau IV-17: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.

Etage	P	Δ	V	H	θ	Vérification
1	12012.038	0.01	662.16	3.1	0.058518	OK
2	9840	0.01	622.22	3.1	0.0510114	OK
3	7802.84	0.015	549..41	3.1	0.068720	OK
4	5801.43	0.01	448.74	3.1	0.041704	OK
5	3800.02	0.005	319.67	3.1	0.0191730	OK
6	1801.49	0.01	167.74	3.1	0.034644	OK

Conclusion

Suite à la modélisation de la structure, il a été vérifié que toutes les exigences du RPA 2024 ont été satisfaites. Cela nous permet de valider le modèle adopté et de poursuivre sereinement les calculs détaillés des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations. Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le CBA93 et le RPA2024

V.2. Actions et sollicitations :**➤ Actions :**

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

Et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- ❖ **Actions permanentes** : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- ❖ **Actions variables** : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées **F_A**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

➤ Calcul des sollicitations :

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts « efforts normaux '**N**', efforts tranchants '**V**' et les moments (moments fléchissant '**M_f**', moment de torsion '**M_t**') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

➤ Les combinaisons d'actions :

Règlement BAEL 91 [1]:

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

1,35G + 1,5 Q à l'E.L.U

G + Q à l'E.L.S

Règlement RPA 2024 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \quad (5.1)$$

où:

- G: charges permanentes
- Q: charges d'exploitation, non pondérée

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases}$$

À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL 91)[1]

À l'ELS : $G + Q$

Pour le portique :

Les poteaux :

$G + \psi \cdot Q + E1$ (RPA2024)[4]

$G + \psi \cdot Q + E2$

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$

Les poutres

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)[1]

À l'ELS : $G + Q$

$G + \psi \cdot Q + E1$ (RPA2024)[4]

$G + \psi \cdot Q + E2$

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$

$G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_x$

$$G+\psi.Q\pm 1.3E_y$$

Les voiles :

$$G+\psi.Q+E1 \dots\dots\dots (RPA2024)[4]$$

$$G+\psi.Q+E2$$

$$G+\psi.Q+E3$$

$$G+\psi.Q+E4$$

$$G+\psi.Q+E5$$

V.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux '**N**'.
- ❖ Moments fléchissant '**M**'.
- ❖ Efforts tranchants '**V**'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖ $N_{\max}$: Effort normal maximum.
- ❖ $N_{\min}$: Effort normal minimum.
- ❖ $M_{\max}$: Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations

Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V-1: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.20	25	348
Situation accidentelle	1.2	1	20.83	25	400

V.3.1. Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99**. [1]

➤ Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **RDC**, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V-2: Sollicitations dans les poteaux.

30X40	ELU	ELS	ACC
Nmax	1399.88	118.47	1036.80
Mmax	68.94	49.67	-117.18
Nmin	286.67	205.83	-254.80

		M^{max}	N^{corr}			N^{max}	M^{corr}			N^{min}	M^{corr}
30×40	G+0.2Q+Ex+Ey	117.18	78.43	ELU	1399.88	15.82	G+0.2Q+Ex+0.3Ey	254.80	93.18		

V.3.2. Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 [2] en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

- e_1 : excentricité du premier ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre
- $e_1 = \frac{M_u}{N_u}$; $e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$; $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi)$

Avec:

- L : longueur du poteau.
- l_f : longueur de flambement du poteau.
- h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
- α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\bullet \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}} \right)$$

- φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
- Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3. Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1^{er} , 2^{eme} étage avec la section de (30*40) cm² :

1^{er} cas:

$$N^{\text{max}} = 1399.88 \text{ T}$$

$$M^{\text{corr}} = 15.82 \text{ T.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15.82}{1399.88} = 0.011 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max\left[2\text{cm}, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2\text{cm}; 1.24\text{cm}] = 2\text{cm} = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.031 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.17}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{0.031}{0.40}) = 5.43 < \max(15; 1.55) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{68.94}{1.5 \times 49.67} \right) = 0.75$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.17)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.75 \times 2) = 0.012m$$

$$e_2 = 0.012m$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.043m$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bh f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.2 = 1704T$$

$$M_2 = (1399.88 - 1704) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -48.65T \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$1399.88 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 1704 = 49.49 \dots CNV$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d) N_0'}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 1704 \times 0.4 + 1399.88 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 15.82}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 1704} = 0.89 < 0.8095$$

Alors la section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{1399.88 - 0.89 \times 1704}{348}$$

$$A_2 = -2.37$$

$$A_1 = 0$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$$A_{min} = \max \{4p ; 0.2\%B\}.$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$$A_{min} = \{5.60 ; 2.40\}. A_{min} = 5.60 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} cas

$$N^{min} = 254.80 \text{ T}$$

$$M^{corr} = 93.18 \text{ T.m}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{93.18}{254.80} = 0.37 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.24 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.17}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{0.039}{0.40}) = 5.43 < \max(15; 1.95) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se fait dans la flexion composée :

- Donc on calcule e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{68.94}{1.5 \times 49.67} \right) = 0.75$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.17)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.75 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.012 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 40.2\text{cm}$$

il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_o)\left(\frac{h}{2} - d'\right) > M_u$$

$$N_o = bhf_{bu} = 400 \times 3000 \times 20.83 = 2499.60\text{KN}$$

$$M_2 = (254.80 - 2499.60)\left(\frac{0.4}{2} - 0.04\right) = -359.168\text{KN.m}$$

$$M_3 = N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337h - 0.81d')N_o \leq M_u$$

$$254.80\left(\frac{0.4}{2} - 0.04\right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2499.60 = -215.19\text{KN.m}$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_o h + N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0.8571h - d')N_o}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2499.60 \times 0.4 + 254.80\left(\frac{0.4}{2} - 0.04\right) - 93.18}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2499.60} = 0.43 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_{uA} = N_u \times e = 254.80 \times 0.402 = 102.430\text{KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = 102.430 + 254.80\left(0.36 - \frac{0.4}{2}\right) = 143.198\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{143.198 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 20.83} = 0.132$$

$$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_l = 0.392 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.132}) = 0.178$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.178) = 0.93$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{143.198 \times 10^3}{0.93 \times 0.36 \times 400} = 1069.28\text{mm}^2 \Rightarrow A_1 = 10.69\text{cm}^2$$

$$A_1 = 10.69\text{cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1$$

$$A_2 = \frac{254.80 \times 10^3}{400} - 1069.28$$

$$A_2 = -432.28 = -4.32 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{eme} cas**

$$M^{\max} = 117.18 \text{ T.m}$$

$$N^{\text{corr}} = 78.43 \text{ T}$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{117.18}{78.43} = 1.49 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] = e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.24 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.51 \text{ m} = 151 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.17}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{1.51}{0.40}) = 5.43 < \max(15; 75.5) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{68.94}{1.5 \times 49.67} \right) = 0.75$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.10)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 \times 0.75 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.012 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 152.2 \text{ cm}$$

il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 300 \times 20.83 = 2499.60T$$

$$M_2 = (78.43 - 2499.6) \left(\frac{0.4}{2} - 0.4 \right) = 484.23T.m$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - (0.337h - 0.81d) N_0 \leq M_u$$

$$78.43 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 2499.60 = -243.41KN.m$$

$$\begin{aligned} \Psi &= \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - M_u}{(0.8571h - d)N_0} \\ &= \frac{0.3754 \times 2499.6 \times 0.4 + 78.43 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 117.18}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2499.6} = 0.36 < 0.8095 \end{aligned}$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_{uA} = N_u \times e = 78.43 \times 1.52 = 119.21KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 119.21 + 78.43 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 131.76KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{131.76 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 20.83} = 0.122$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1(20)10^4} = 2 \text{ 0/00}$$

$$\alpha_{lim t} = \frac{3.5}{3.5 + 2} = 0.636$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.379$$

$$\mu_{bu} = 0.122 < \mu_l = 0.379 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}) = 0.163$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.163) = 0.93$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{131.76 \times 10^3}{0.93 \times 0.36 \times 400} = 983.87 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 9.83 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{\text{calculer}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}})$$

$$A_{\text{RPA}}(\text{Min}) = 0.008 \times b \times h$$

Tableau V-3: Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm)	A calculer	A min (cm ²) (RPA)	Choix des armatures	A adpt (cm ²)
RDC+1 ^{er} jusqu'à 5 ^{eme}	30×40	10.69	9.60	6HA16	12.06

V.4. Recommandations des règlements :

V.4.1. Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2024 [4]:

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de 40Ø en (Zone V).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (Zone V).

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA[1].

Tableau V-4: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA2024) A _{min} =0.8%b.h	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} ,3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme}	30×40	10.69	48	96

❖ SelonBAEL [2]:

La section d'acier minimale

A_{min} = max(4cm de périmètre ; 0,2%. b. h).

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{\max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le BAEL [2]:

Tableau V-5: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[2]dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (BAEL)	A _{max} (cm ²)
RDC+1 ^{er} ,2 ^{eme} ,3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme}	30× 40	5.60	60

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements

BAEL91 [1]et RPA2024[4].

❖ Selon le BAEL91[1]

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

❖ Selon le RPA2024 (art7.4.2.2)[4] :

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.17}{0.30} = 7.23 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone V** comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq 15\phi_l$$

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 3.10; 60\phi_t\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{22}{3}; 3.10; 60 \times 1.4\right)$$

$$S_t \leq 7.33\text{mm}$$

$$S_t = 7\text{mm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2} \cdot \frac{h_1}{2} \cdot 10\phi_t\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{2} \cdot \frac{40}{2} \cdot 10 \times 1.4\right)$$

$$S_t \leq \min(15.20.14)$$

$$S_t \leq 14\text{mm}$$

$$S_t = 14\text{mm}$$

$\Phi 1$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V-6: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λg(%)	ρ _a	T _{umax} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _{calt} (cm ²)	Choix	A _t (cm ²)
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	30×40	2.17	7.23	2.5	35.52	N	7	0.77	6T8	3.02
						C	14	1.15		

Conformément aux règles du RPA 2024[4] et au BAEL 91[1], le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{\max} \Rightarrow 8 \succ \frac{20}{3} = 6.66 \dots \text{CV}$$

V.4.2. Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99[1]

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Selon RPA 2024[4]

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_b = 0,075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 & \text{si } \lambda_g \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-7: Justification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	$T_{\max}$ (kN)	Zone	S_t (cm)	A_{calt} (cm ²)	Choix	A_t (cm ²)
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	30×40	2.17	7.23	2.5	35.52	N	7	0.77	6T8	3.02
						C	14	1.15		

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 60\phi_{len}$ (zone V).

Pour :

$T_{20} \dots L_r = 80 \text{ cm}$.

$T_{12} \dots L_r = 48 \text{ cm}$.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur $l_0 = 3.10 \text{ m}$ et un effort normal

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1) [3]}$$

égal 1505.33 T.

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .
 $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.17 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 25.06 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmètre.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1064$$

$$A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.77 \left[\frac{0.1064 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2450 \frac{400}{1.15} \right] = 1847.15 \text{ T}$$

$$1278.05 < 1847.15 \text{ T}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$M_s = 49.67 \text{ T.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 12.06 (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 180.9y - 6512.4$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 650.74$$

$$y = \frac{180.9 - 650.74}{2 \times 15} = 15.66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 15.66^3}{3} + 15 \times 12.06 (36 - 15.66)^2 = 113245.047 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{49.67 \times 10^6 \times 15.66}{113245.047 \times 10^4} = 6.86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

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

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

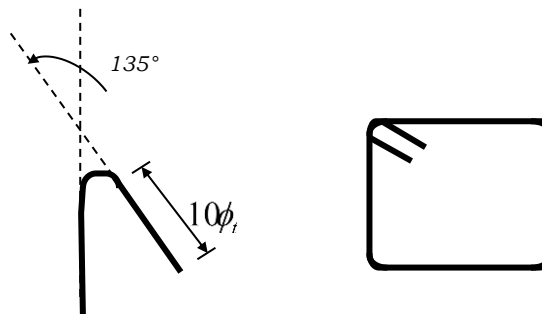


Figure V-1: Schéma de cadres.

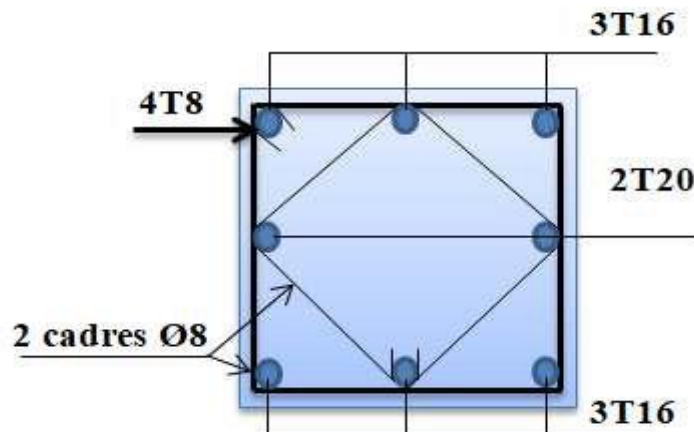


Figure V-2: Schéma de ferrailage des poteaux (30x40).

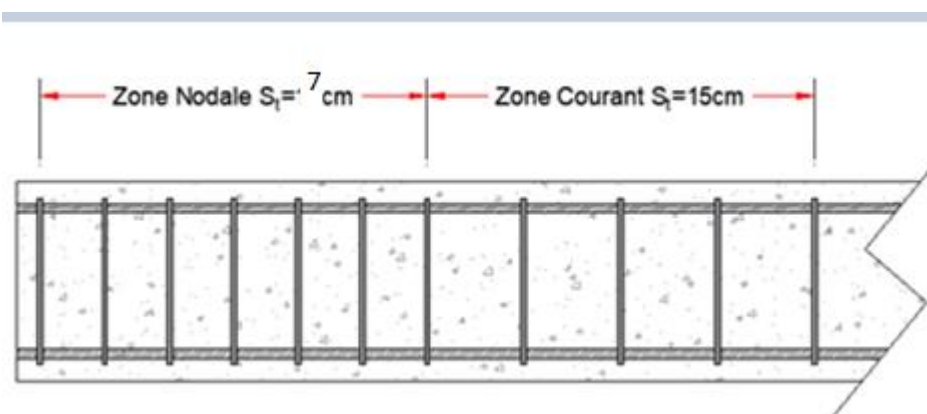


Figure V-3: Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91[1], on se rapportera aussi au RPA 2024[4] pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ La combinaison fondamentale BAEL 91[1] :

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

➤ Combinaisons accidentelles RPA 2024 [4]:

$$G+\psi.Q+E3$$

$$G+\psi.Q+E4$$

$$G+\psi.Q+E5 \text{ (5.3)}$$

où:

E3, E4 et E5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$$E3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$E5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales (30*40)

Poutres secondaires (30*35)

V.5.1. Recommandations du RPA 2024 [4]:

Les armatures longitudinales : RPA 2024 (Article 7.5.2.1) [4]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 2024 (article 7.5.2.2) [4]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zon nodale.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zon courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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 disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.2. Ferrailage des poutres

V.5.2.1. Poutre principale

a) Les armatures transversales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2014**.

Tableau V-8: Sollicitations de la poutre principale.

	En Appuis			En Travée		
Section	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*40	-95.16	-68.93	-166.32	86.90	63.13	155.72

• Ferrailage sous la combinaison (G +0.2Q+1.3 Ex):

➤ Ferrailage en travée :

$$M_{t \max} = 155.72 \text{ T.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{155.72 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 20.83} = 0.19$$

$$\mu_{bu} = 0.19 \geq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon l}$$

$$\varepsilon l = \frac{f_e / \gamma_s}{200000} = 1.74\%$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$ul = 0.8 \alpha l (1 - 0.4 \alpha)$$

$$ul = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668)$$

$$ul = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.19 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.27$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.27) = 321.12 \text{ mm}$$

- Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{155.72 \times 10^6}{321.12 \times \frac{400}{1.15}} = 12.12 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA16=16.08cm²

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{MIN}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = 1.3$$

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

$$A_s = \max(A_{\text{MIN}}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.3 ; 12.12) \rightarrow A_s = 12.12 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage en appui (G +0.2 Q – 1.3Ex):

$$M_{t \text{ max}} = -166.32 \text{ kN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 20.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{166.32 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 20.83} = 0.21$$

$$\mu_{bu} = 0.21 \geq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.21 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.29$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.29) = 318.24 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{166.32 \times 10^6}{318.24 \times \frac{400}{1.15}} = 13.06 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA16= 16.08 cm²

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min}$$

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

$$A_s = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.3 ; 13.06) \rightarrow A_s = 13.06 \text{ cm}^2$$

Tableau V-9: Ferrailage des poutres principales.

Position	M _u	B	H	D	U _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	155.72	30	40	36	0.19	0.27	321.12	12.12	1.30	8HA16=16.08
Appuis	- 166.32	30	40	36	0.21	0.29	318.24	13.06	1.30	8HA16=16.08

• **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 2024 (article 7.5.2)[4].

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4]

4% b*d : En zone courante ($A_{\min}=0.04*30*36=43.2\text{cm}^2$).

6% b*d : En zone de recouvrement ($A_{\min}=0.06*30*36=64.8\text{cm}^2$).

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : $b = 30\text{cm}$; $d = 40\text{cm}$

- Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{\min}\right) = \min(11.42; 30; 1.4)$$

$$\text{Soit : } \varphi_t \leq 1.4\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \quad (1\text{cadre} + 1 \text{étrier})$$

Espacement des barres :

Selon RPA2024[4] :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi; 17.5\text{cm}; 6\varphi\right) \Rightarrow S_t = \min(10; 33.6; 17.5; 8.4)$$

$$S_t = 8.4\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

Donc on adopte :

$S_t=8.4\text{cm}$; En zone nodale

$S_t=15\text{cm}$; En zone courante.

- Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 2024 [4]:

- La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA2024[4] la longueur minimale de recouvrement dans la **zone V** est de 40φ

$$L_r = 60 \times \varphi l = 60 \times 1.4 = 84\text{cm}$$

On adopte : **$L_r = 84\text{cm}$**

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_t = -63.13 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 16.08 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 241.2y - 8683.2 = 0$$

$$y = 17.33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 17.33^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (36 - 17.33)^2 = 80071.94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{63.13 \times 10^6 \times 17.33}{80071.94 \times 10^4} = 1.36 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En appui :**

$$M = -68.63 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0 \text{ Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 16.08(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 241.2y - 8683.2$$

$$y = 17.33\text{cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 17.33^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (36 - 17.33)^2 = 80071.94\text{cm}^4$$

$$\sigma = \frac{68.63 \times 10^6 \times 17.33}{80071.94 \times 10^4} = 1.48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau V-10: Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M (T.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	63.13	17.33	80071.94	1.36	15	CV
Appuis	-68.63	17.33	80071.94	1.48	15	CV

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

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h=40\text{cm}$; $L=5.20\text{m}$; $b=30\text{cm}$; $A_s=6.16\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{40}{520} = 0.076 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.76 \geq 0.085 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \Rightarrow 0.014 \leq 0.0105 \dots \text{CNV}$$

➤ **Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :**

Il faut que :

$$f = \frac{Mt}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{63.13}{10 \times 32164.2 \times 162786.75} = 1.02 \times 10^{-9} \leq f = 0.05 \frac{L}{1000}$$

$$= 0.026\text{cm}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 \times \lambda_i \times u} = \frac{1.1 \times 217542.29}{1.47} = 162786.75\text{cm}^4$$

$$I_0 = 217542.29\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{16.08}{30 \times 36} = 0.015$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}} = 1.05$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 1.4$$

$$f = 1.02 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.026 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Donc la flèche est Vérifiée.}$$

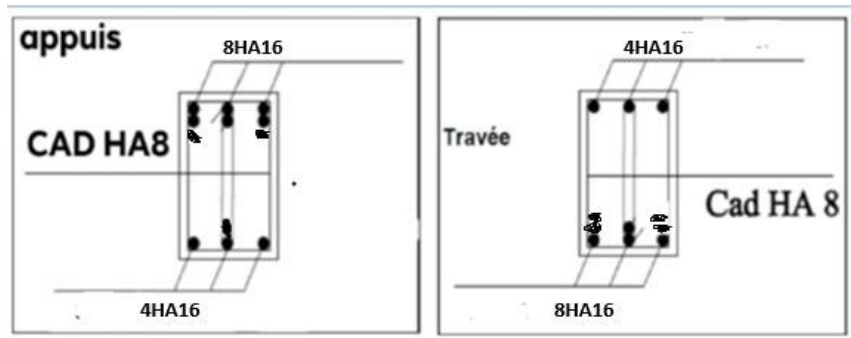


Figure V-4: Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.5.2.2. Poutre secondaires :

Tableau V-11: Sollicitations de la poutre secondaires.

	En Appuis			En Travée		
Section	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
25*35	25.83	-18.55	-61.41	16.52	12.08	47.21

- Ferrailage sous la combinaison (G+0.2Q -1.3EY):

➤ Ferrailage en travée :

$$M_{t \max} = 47.21 \text{ T.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47.21 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 20.83} = 0.076$$

$$\mu_{bu} = 0.076 \leq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.075 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.99$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.27) = 302.52 \text{ mm}$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{47.21 \times 10^6}{302.52 \times \frac{400}{1}} = 3.9 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA14=6.16cm²

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 114.11$$

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

$$A_s = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.14 ; 3.9) \rightarrow A_s = 3.9 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage en appui (G +0.2 Q +1.3 Ey):**

$$M_t \text{ max} = -61.41 \text{ T.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.41 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 20.83} = 0.099$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.099 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot...A}$$

$$\mu_{bu} = 0.099 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 315(1 - 0.4 \times 0.13) = 298.62\text{mm}$$

- Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{61.41 \times 10^6}{298.62 \times \frac{400}{1}} = 5.14\text{cm}^2$$

On prend : 4HA14= 6.16 cm²

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min}=1.14$$

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

$$A_s = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.14; 5.14) \rightarrow A_s = 5.14\text{cm}^2$$

Tableau V-12: Ferrailage des poutres secondaire.

Position	Mu	B	H	D	Ubu	α	Z	As	Ami n	A
Travée	47.21	30	35	31.5	0.076	0.99	302.5	3.9	1.14	4HA14=6.16
Appuis	- 61.41	30	35	31.5	0.099	0.13	298.6	5.14	1.14	6HA14=9.23

- Vérification du ferrailage des poutres principales :

S Section minimale : RPA 2024 (article 7.5.2.)[1].

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (35 \times 30) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 2024 (article 7.5.2.1) [1]

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{min} = 0.04 \times 30 \times 31.5 = 37.8\text{cm}^2).$$

6% b*d : En zone de recouvrement ($A_{min}=0.06*30*31.5=56.7\text{cm}^2$).

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : $b = 30\text{cm}$; $d = 31.5\text{cm}$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{min}\right) = \min(10; 30; 1.4)$$

$$\text{Soit : } \phi_t \leq 1.4\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Espacement des barres :

Selon RPA2024[1] :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi; 17.5\text{cm}; 6\phi\right) \Rightarrow S_t = \min(8.75; 33.6; 17.5; 8.4)$$

$$S_t = 8.4\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$S_t \leq 17.5\text{cm}$$

Donc on adopte :

$S_t=10\text{cm}$; En zone nodale

$S_t=15\text{cm}$; En zone courante.

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 2024[4]:**

$$A_{t_{min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_{t_{min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow \text{cv}$$

➤ **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA2024[1] la longueur minimale de recouvrement dans la zone Vest de 40ϕ

$$Lr = 40 \times \phi l = 40 \times 1.4 = 56cm$$

On adopte : 60ϕ

$$Lr = 60 \times \phi l = 60 \times 1.4 = 84cm$$

On adopte : $Lr = 84 cm$

• **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

En travée :

$$M_t = 12.08KN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.16 \times (31.5 - y) = 0$$

$$y^2 + 6.16y - 194.04 = 0$$

$$\Delta = 28.53$$

$$y = 11.19cm$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 11.19^3}{3} + 15 \times 6.16 \times (31.5 - 11.19)^2 = 52126.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{12.08 \times 10^6 \times 111.9}{52126.32 \times 10^4} = 2.59 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV$$

➤ En appuis :

$$M = 18.55 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.16(31.5 - y) = 0$$

$$y^2 + 6.16y - 194.04$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 28.53$$

$$y = 11.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I_t = \frac{30 \times 11.19^3}{3} + 15 \times 6.16 \times (31.5 - 11.19)^2 = 52126.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{18.55 \times 10^6 \times 11.19}{52126.32 \times 10^4} = 0.389 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV$$

Tableau V-13: Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.

	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	12.08	11.19	52126.32	2.59	15	CV
Appuis	-18.55	11.19	52126.32	0.389	15	CV

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

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h=35\text{cm}$; $L=4.40\text{m}$; $b=30\text{cm}$; $A_s=6.16\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{35}{440} = 0.08 \geq 0.0625 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.08 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \Rightarrow 6.51 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$T_{\max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 30\text{cm}$$

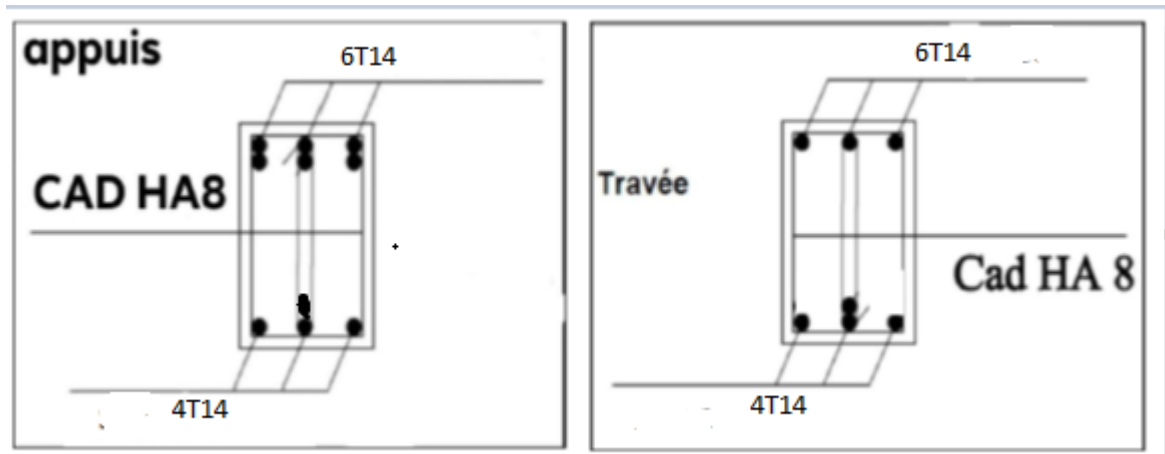


Figure V-5: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

V.6. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ». Leur ferrailage s'effectuera selon le règlement CBA.93 [3] et règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché D.T.R : B.C.2.42 [7] et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024

[4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivant :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs (Figure (7.13)).

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (Figure (7.13)) :

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \quad (7.20)$$

et:

$$2.l_w$$

$$h_{cr} \leq h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux}$$

$$2.h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux}$$

Avec

$$h_e = 3.10 \quad h_w = 30m$$

Donc

$$h_{cr} = \max(2.5m, 3.1m) = 3.1m$$

voil 1

$$\tan \alpha = \frac{M_{max}}{h_{cr}} = \frac{191.93}{18.6} = 10.32$$

$$\tan \alpha = \frac{X}{h_{cr}} \quad X = \tan \alpha \times h_{cr} = 31.98m$$

Donc:

$$M = M_{max} + X = 223.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

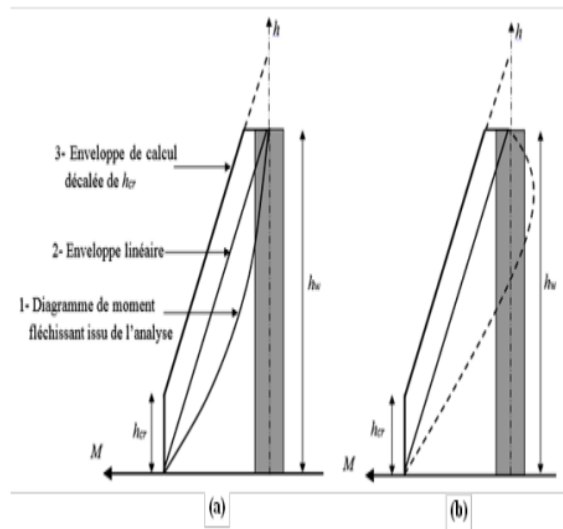


Figure V-6: Zone critique à la base du voile

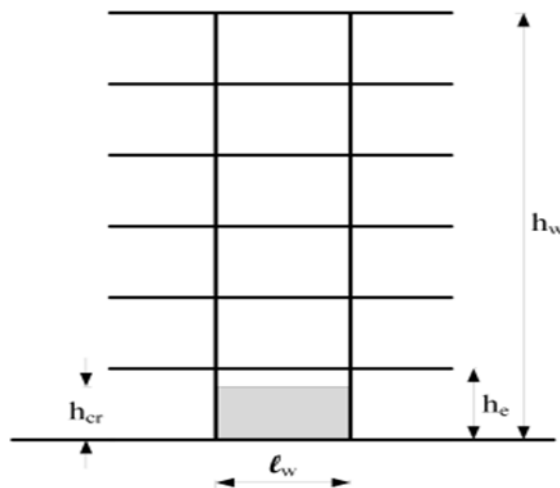


Figure V-7: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

V.6.1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

A : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :

$$V' = V' = \frac{L \text{ voile}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par ; CBA [3] RPA 2024 [4].

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right\}$$

Avec :

he : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

$$l_c \leq \max(0.15lw; 1.5bw) \quad l_c \leq \max(2.79; 30) \quad l_c = 30\text{cm}$$

$$L_t : \text{longueur tendue} : L_t = L - L_c \quad L_t = 2.2\text{m}$$

$$d = \min [h_e/2 ; (2/3) L_c] = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

On prendra :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 0.20 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 2.1$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau V-14: Sollicitations de calcul (voile plein).

	Voile «V1» sen Y-Y	Voile «V2» sen Y-Y	Voile «V3» sen X-X	Voile «V4» sen X-X
L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5
e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
H _{etage} (m)	3.10	3.10	3.10	3.10
Tngα	10.32	9.52	12.91	11.90

X			31.98	29.54	40.04	36.9
RDC + 1 ^{ere} ETA + 2 ^{eme} ETA	N _{MIN}	N _{min} (KN)	-93.2	-1353.92	-1647.21	-489.44
		M _{cor} (KN.M)	79.66	108.89	715.34	186.23
		Vu (KN)	-103.18	161.18	139.4	138.13
		$\bar{V}$	144.45	225.65	195.16	193.38
	M _{MAX}	N _{cor} (KN)	230.78	176.46	597.57	232.40
		M _{max} (KN.M)	223.91	206.79	784.74	258.4
		Vu (KN)	173.73	160.27	695.88	446.34
		$\bar{V}$	243.22	224.38	994.19	624.88
	N _{MAX}	N _{max} (KN)	481.96	-616.14	-193.64	-368.18
		M _{cor} (KN.M)	136.99	109.07	196.73	74.48
		Vu (KN)	160.85	124.29	550.66	83.37
		$\bar{V}$	225.19	174.06	770.92	116.71
3+4+5+eme + 3eme ETA	N _{MIN}	N _{min} (KN)	-320.70	-563.5	432.5	68.12
		M _{cor} (KN.M)	26.37	74.48	171.09	155.96
		Vu (KN)	-51.59	80.59	301.91	83.34
		$\bar{V}$ (KN)	72.23	112.83	97.58	96.69
	M _{MAX}	N _{cor} (KN)	-127.38	-37.92	28.4	54.3
		M _{max} (KN.M)	60.13	87.17	426.42	250.86
		Vu (KN)	86.87	80.14	347.94	223.17
		$\bar{V}$	121.61	112.19	497.09	312.44

	N_{MAX}	N_{max} (KN)	-522.81	21.54	336.82	233.14
		M_{cor} (KN.M)	-51.07	61.35	628.28	86.59
		V_u (KN)	80.42	62.15	275.33	41.60
		$\bar{V}$	112.6	87.03	385.46	58.36

❖ Exemple d'application 01 (Sens y-y) :

On va choisir le voile plein le plus sollicité.

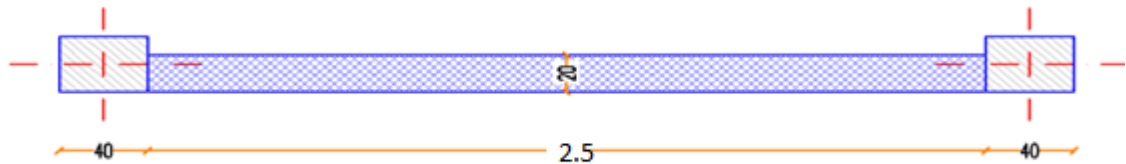


Figure V-8: Dimensions du voile V1

$$L=2.5 \text{ m}; e=0.20 ; A=0.20 \times 2.5 = 0.5 \text{ m}^2 ; I=ex\frac{L^3}{12}=0.26 \text{ m}^3 ; V=L/2=1.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{93.2}{0.5} + \frac{79.66 \times 1.25}{0.26} = +569.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{93.2}{0.26} - \frac{79.66 \times 1.25}{0.26} = -196.5 \text{ KN/m}^2$$

σ_{max} et σ_{min} sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

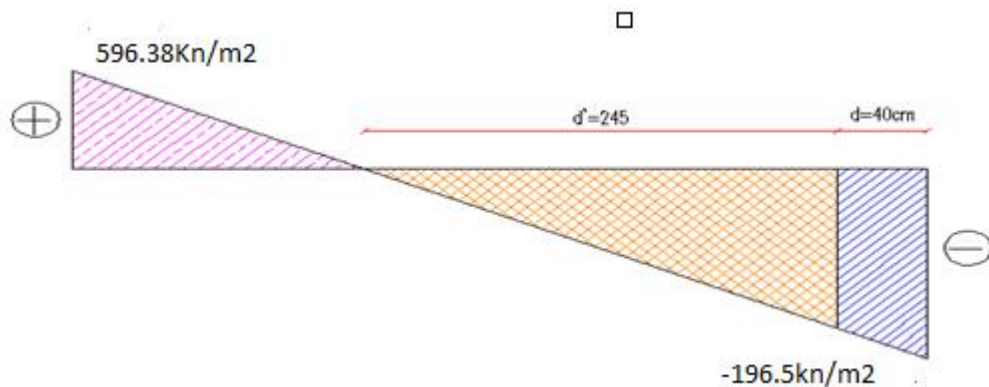


Figure V-9: Diagramme des contraintes V1.

❖ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_c \geq \max(0.15lw; 1.5bw)$$

$$L_c \geq \max(2.79; 30)$$

$$L_c = (2.79 ; 30)$$

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

$$L_t = L - L_c = 2.5 - 0.30 = 2.2 \text{ m}$$

$$d = \min [h_e/2 ; (2/3) L_c] = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

On prendra :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 0.20 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 2 \text{ m}$$

❖ **Le ferrailage de la 1^{ère} bande :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_t - d) / L_t = 196.5 \cdot (2.2 - 0.20) / 2.2 = 178.64 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d \cdot e = \frac{1}{2} (196.5 + 178.64) \times 0.20 \times 0.20 = 7.50 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1} / \sigma_s = (7.5 \times 10^3) / 400 = 18.75 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \times 20 \times 20 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d \times e) \times f_{t28} / f_e = 20 \times 20 \times 2.10 / 400 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 2.1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 2T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

❖ **Le ferrailage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (L_t - d - d') / L_t = 196.5 \cdot (2.2 - 0.20 - 2) / 2.2 = 0.00 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = \frac{1}{2} (178.64 + 0.00) \times 2 \times 0.20 = 35.73 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2} / \sigma_s = (35.73 \times 10^3) / 400 = 89.33 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 0.002 \times 200 \times 20 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28} / f_e = 200 \times 20 \times 2.10 / 400 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 2.1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 2 \text{ T12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 4.52 \text{ cm}^2 + 4.52 \text{ cm}^2 = 9.04 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

- $St \leq \min \left(\frac{bc}{2}; 20; 8\phi l \right) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 20 \text{ cm}$
- Soit : $St = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.
- $Sa = St/2 = 7.5 \text{ cm}$ dans la zone d'environ

Remarque :

Cette section d'armature concerne la cote de la zone tendue. Il faut mettre la même section de ferrailage dans l'autre cote de la section.

❖ **Armatures horizontales :**

d'après le BEAL 91[1] :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{9.04}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2024 [4] .

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot S}{Z \cdot f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 2 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

$$V_u = 103.18 \text{ KN} \quad \bar{V} = 1.4 \times 103.18 = 144.45 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{144.45}{400} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

d'après le BAEL 91[1] .

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{103.18}{200 \times 0.9 \times 310} = 1.85 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

d'après le RPA2024 [4]:

$$\tau_b \leq \tau_b \rightarrow \tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$$V_u = 103.18 \text{ KN} \quad \bar{V} = 1.4 \times 103.18 = 144.45 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{144.45 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 310} = 2.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2.58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \sigma_b = \frac{N_s}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + (15.A)} = \frac{83.15 \times 10^{-2}}{0.5 + (15 \times 0.00904)} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C V$$

❖ **Exemple d'application 02 :**

On va choisir le voile plein le plus sollicité.

➤ **Sens x-x :**

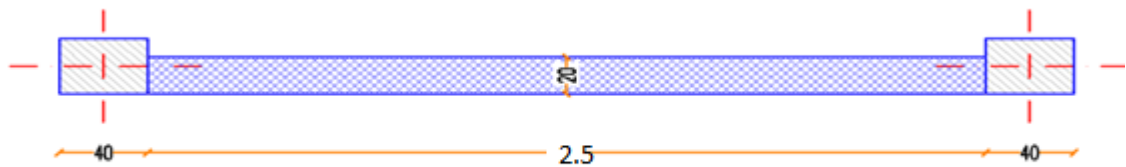


Figure V-10: Dimensions du voile V4

$$L=2.5\text{m}; e= 0.20 ; A= 0.20 \times 2.5 = 0.5\text{m}^2 ; I= e^3 l^3 / 12 = 0.26 \text{ m}^3 ; V=L / 2 = 1.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{+368.18}{0.5} + \frac{74.48 \times 1.25}{0.26} = +1094.44 \text{ KN/m}^2$$

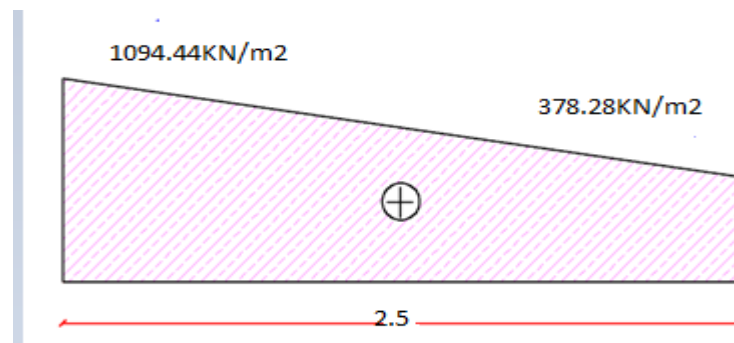
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{+368.18}{0.5} - \frac{74.48 \times 1.25}{0.26} = + 378.28 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ sont de signes positif (+), donc la section du voile est Entièrement Comprimée.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 20.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1094.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} < f_{bu} \dots\dots\dots C V$$



❖ **Le ferrailage :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times L \times e = 0.002 \times 250 \times 20 = 10 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ soit $2 \times T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement :**

$$\text{St} \leq \text{St} \leq \min \left(\frac{bc}{2}; 20; 8\phi l \right) \text{ cm} \quad \text{St} \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{St} \leq 20 \text{ cm} \quad \text{St} = 15 \text{ cm}$$

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le BEAL 91 [1]:

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{9.04 \text{ cm}^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2024[4] :

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot S}{Z \cdot f_e} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ $\text{St} = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$V_u = 83.37 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91 [1].

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{83.37 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 310} = 1.5 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

D'après le RPA2024:

$$\bar{\tau}_b \leq \tau_b \rightarrow \tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$$V_u = 83.37 \text{ KN} \quad \bar{V} = 1,4 \times 83.37 = 116.7 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{116.7 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 310} = 2.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec : } \sigma_b = \frac{Ns}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + (15.A)} = \frac{56.16 \times 10^{-2}}{0.5 + (15 \times 0.00904)} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C V}$$

Tableau V-15: Résultats du ferrailage vertical voiles (RDC +1ereETA+2ere).

	voile« V1»	voile« V2 »	voile« V3 »	voile« V4 »
Effort normal (KN)	-93.2	-1353.92	597.57	-489.44
Moments flexion (KN.m)	79.66	203.68	784.74	186.23
61 (KN/m2)	178.64	412.84	2343.32	897.39
62 (KN/m2)	0.00	0	0.00	00
Lt(m).	2.2	2.2	2.2	2.2
Av	9.04	1.39	5.36	4.52
Ah	2.26	3.48	6.88	2.6
ARPA	0.8	0.8	0.8	10
ABAEL	2.1	2.1	2.1	2.1

A1	1.88	1.46	2.46	2.2
St	15	15	15	15
Choix de barres (Par nappe)	4T12	4T12	4T10	4T12
A ADAPTE	4.52	4.52	3.14	4.52

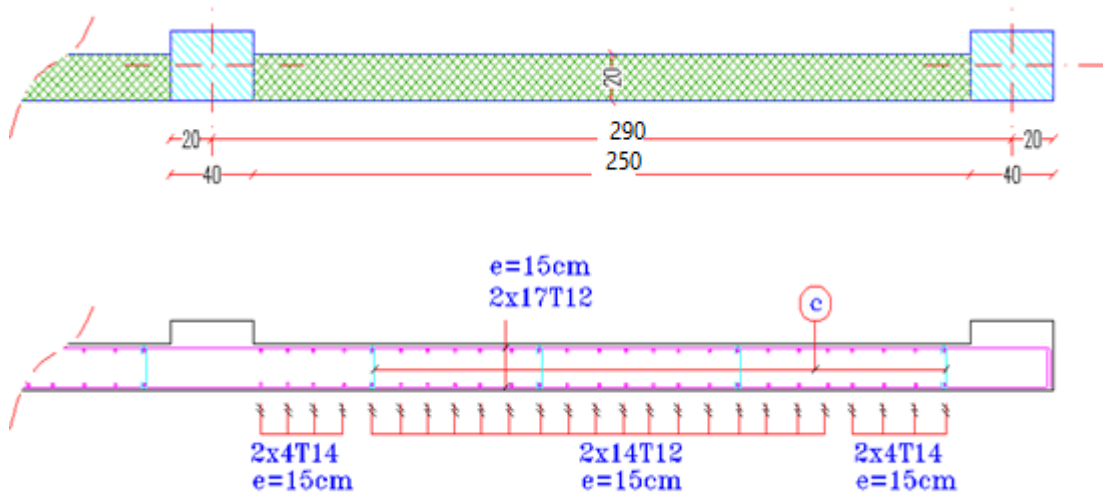


Figure V-11: schéma de ferraillage de voils sens yy.

Figure V-12: schéma de ferraillage de voils sens xx.

V.7. Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physique et mécanique des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale):

- Une force normale.
- Une force horizontale résultante par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

VI.2. Facteur de choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VI.3. Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1.8 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduisons dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire. D'après RPA 2024 (A.10.1.4.1) [4], les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- ❖ Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$G + \psi \cdot Q \pm R / Q_F \cdot E_x$$

$$G + \psi \cdot Q \pm R / Q_F \cdot E_y$$

• Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$G + \psi \cdot Q \pm 1.4 E_x$$

$$G + \psi \cdot Q \pm 1.4 E_y$$

Calcul de la contrainte

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\gamma_q = 2 \dots (ELU)$$

$$\gamma_q = 3 \dots (ELS)$$

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \Rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.8 = 2.7 \text{ bar}$$

VI.3.1. Vérification de la semelle isolée

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 1.8 \text{ bar}$)

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (A*B) d'où les semelles sont carrées (A*B)

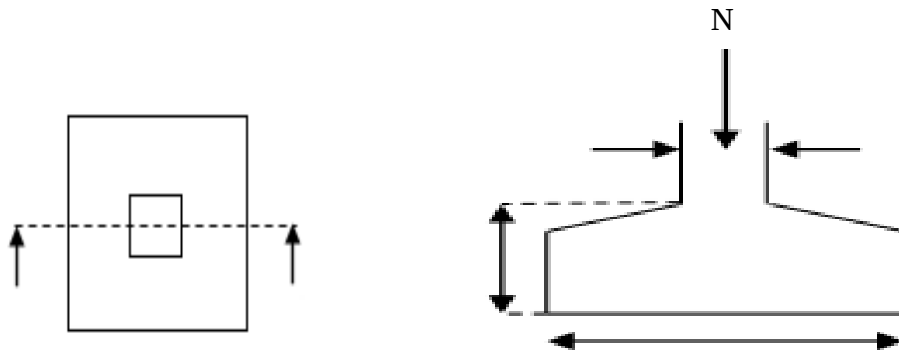
Soit:

N_s : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel

S : Surface de la fondation (A × B)

$$N_s = 3419.44 \text{ KN}$$

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b:



Vue en plan Coupe cc'

Figure VI-1: Schéma de la semelle isolée

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie:

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} A$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.40}{0.30} \times \frac{3419.44}{180}} \cong 5.03 \text{ m}$$

Nous allons procéder à une 2^{ème} vérification concernant l'interférence entre deux semelles. Il faut vérifier que ($L_{\min} \geq 1.5 B$) tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$$\text{On a : } 1.5 B = 1.5 \times 5.03 = 7.54 \text{ m} > L_{\min} = 6.54 \text{ m}$$

VI.3.2. Vérification de la semelle filante :

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante:

$$\frac{N}{S_s} \geq \sigma_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte de sols $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ kn/m}^2$ (annexe 4)

N : effort normale appliqué sur la fondation à l'ELS ($N = 3419.44 \text{ KN}$ obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 »)

S_s : surface de la fondation

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

S_t : la surface totale du bâtiment

S_s : la surface des semelles

La surface totale nécessaire est :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3419.44}{180} = 18.99 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 179.14 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$\frac{18.99}{179.14} = 0.11 = 11\% < 50\% \dots \dots \dots CV$$

Donc on est dans le cas d'une semelle filante.

VI.3.3. Dimensionnement de la semelle :

largeur « B » :

La files des poteaux le plus sollicité

$$B = \frac{N_{ser}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3419.44 \times 10^{-3}}{21.2 \times 0.18} = 0.9 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{acc}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3633.89 \times 10^{-3}}{21.2 \times 0.18 \times 1.50} = 0.63 \text{ m}$$

On prend : B = 1,40m

$$B = \frac{N_{acc}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3633.89 \times 10^{-3}}{21.2 \times 0.18 \times 1.50} = 0.63 \text{ m}$$

❖ Calcul σ_{moy} :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{moy} = \frac{N}{BxL} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) & \text{si } e \leq \frac{L}{6} \quad [7] \\ \sigma_{moy} = \frac{2N}{3Bx(\frac{L}{2} - e)} & \text{si } e > \frac{L}{6} \quad [7] \end{array} \right.$$

$$e = \frac{\sum(N_i \cdot X_i + M_i)}{\sum N_i} - \frac{L}{2}$$

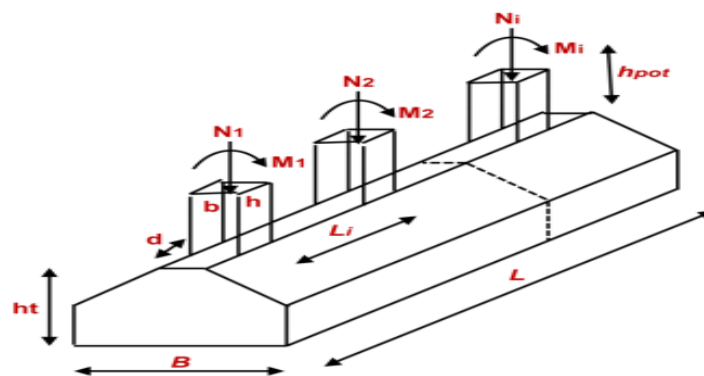


Figure VI-2: Schéma de la semelle filante sous poteaux

Tableau VI-1: Vérifications « σ_{moy} » et largeur «B» a "ELU"

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	$\sum N_i$ (kn)	$\sum(N_i \cdot X_i + M_i)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verif i
1	314.23	0.8	251.38	0.85	5383.62	57003.65	21.20	1,40	0.011	201.22	270	VER
2	1028.26	3.6	3701.74	9.05								
3	1034.26	8.80	9101.49	9.44								
4	1022.10	12.40	12674.04	6.48								
5	1012.38	17.60	17817.89	6.94								
6	293.99	21.20	6232.59	0.72								
Poid S + Remb		10.6		0								

Tableau VI-2: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELS"

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
1	299.58	0.8	239.66	0.61	4131.83	43134.16	21.20	1,40	0.16	142.47	180,00	VER
2	746.35	3.6	2686.86	6.51								
3	715.23	8.80	6295.08	6.81								
4	742.45	12.40	9206.38	4.66								
5	299.58	0.8	239.66	0.61								
6	377.78	21.20	8008.3	1.07								
Poid-P S + Remb		10.6		0								

Tableau VI-3: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " G+0.2Q+1.4EX "

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
1	386	0.8	308.8	1.08	4312.29	45872.97	21.20	1,40	0.16			VER
2	738.51	3.6	2658.64	6.46								
3	704.97	8.80	6203.74	7.35								
4	699.04	12.40	8668.096	6.68								
5	727.59	17.60	12805.58	5.49								
6	377.78	21.20	8008.3	1.07								
Poid-P S + Remb		10.6		0								

Tableau VI-4: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " G+0.2Q-1.4EX "

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
-----	--------	-------	-----------------	--------------	---------------------	-----------------------------	------	------	---	--	--	--------

1	27.31	0.8	21.85	0.15	2938.27	30968.942	21.20	1,40	0.16	99.83	270,00	VER
2	533.44	3.6	1920.38	3.81								
3	583.20	8.80	5132.16	3.63								
4	574.77	12.40	7127.15	0.56								
5	529.59	17.60	9320.78	2.11								
6	11.59	21.20	245.072	0.25								
S + Remb	678.4	10.6	7191.04	0								

VI.3.3.1. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 0.05$$

Avec : $d = B - b/4$.

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.4-0.30}{4} + 0.05 = 0.32\text{m}.$$

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

d: hauteur utile

b : coté du Poteau

VI.3.3.2. Vérification au poinçonnement :

Pour une semelle sous mur, ou bien pour une semelle isolée, la répartition des contraintes, sous la semelle peut être considérée comme uniforme, si nous vérifions la condition de raideur et éventuellement la condition de non poinçonnement.

Pour les semelles continues sous poteaux, nous allons voir que la loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction également de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux nous utiliserons de la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calculera en premier lieu la longueur élastique de la semelle « l_e » :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} [8]$$

I : l'inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton

B : la largeur de la semelle.

K : le coefficient de raideur du sol.

Lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges qui la sollicitation est tel que :

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot le \quad [8]$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de la largeur « a » non négligeable. On pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle.

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot le + a \quad [8]$$

Si l'entraxe des poteaux est inférieur cette valeur .la poutre se calcul, alors comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

l : plus grande distance entre deux portiques parallèles.

le : est la longueur élastique.

a : largeur de poteau.

VI.3.3.3. Calcul de la poutre de rigidité :

C'est une poutre disposé le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec} \quad l = 520 \text{ cm (plus grande distance entre deux portique parallèles)}$$

$$\frac{520}{8} < h < \frac{520}{6} \Rightarrow 65 \text{ cm} < h < 86.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

Donc : prendre semelle section « T »

$$B = 1.4 \text{ m} / b_0 = 0.40 \text{ m} / h = 1.00 \text{ m} / h_0 = 0.40 \text{ m} / d = 0.9 \times h = 0.90 \text{ m}$$

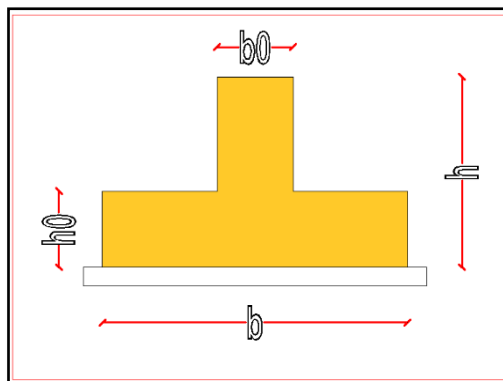


Figure VI-3: Coupe de la semelle isolée.

$$l_{\max} = 5.20 \text{ m}$$

$$I = 0.0947 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

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

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}} = 3.84 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot l_e + a = \frac{3.14}{2} \times 3.84 \text{ m} + 0.40 \text{ m} = 6.43 \text{ m}$$

$$5.20 \text{ m} \leq 6.43 \text{ m}$$

Donc le calcul peut être faite en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs 'a la poutre sur sol élastique.

VI.3.4. Calcul des sollicitations :

D'après RPA 2024 Le ferrailage solen combinaison ELU (1.35G+1.5Q).

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELU } \times B = 181.67 \times 1.40 = 254.34 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELS } \times B = 142.47 \times 1.40 = 199.46 \text{ KN/m.}$$

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT.

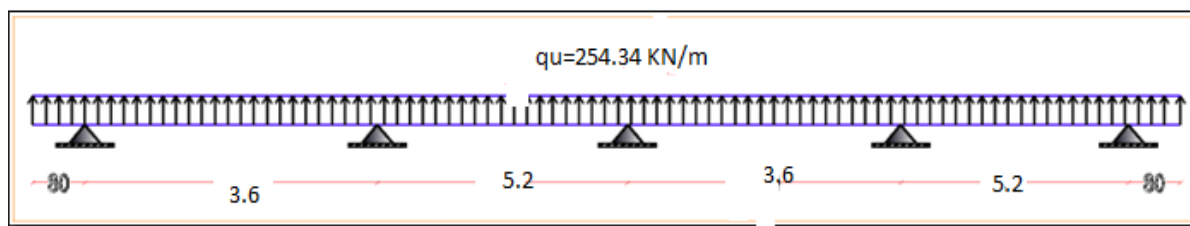


Figure VI-4: La distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qu »

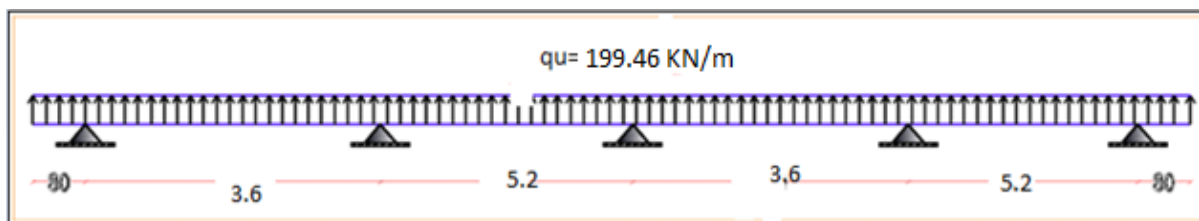


Figure VI-5: Distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qs »

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en section « T » renversé :

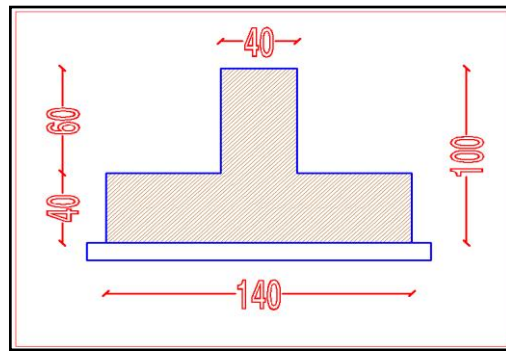


Figure VI-6: Coupe de la semelle filante

Tableau VI-5: Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	254.34	199.46
Moment en travée (KN.m)	-235.98	-171.47
Moment en appui (KN.m)	445.37	322.86
Effort tranchant (KN)	528.30	383.73

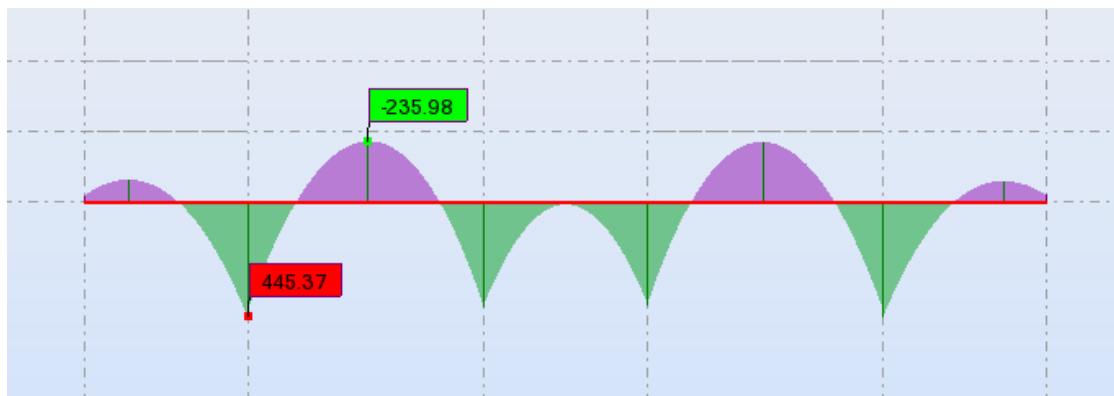


Figure VI-7: Diagramme Moment a « ELU »

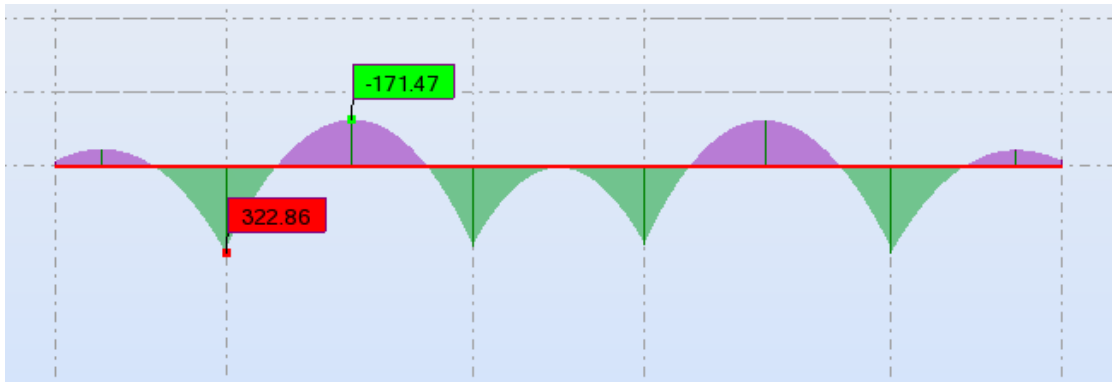


Figure VI-8: Diagramme Moment a « ELS »

VI.3.5. Calcule Ferrailage :

VI.3.5.1. En Appuis :

- **Ferrailage principal:**

$$M_{\max} = 445.37 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2}\right) x \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.40 \times 0.40 \times \left(0.95 - \frac{0.40}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 5964 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T é sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 140 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 80 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{445.37 \times 10^{-3}}{1.40 \times 0.95^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$0,02 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

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

$$\alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 95$$

$$Z = 94.05 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{445.37 \times 10^{-3}}{0,9405 \times 348} \times 10^4$$

$$A_s = 13.61 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 16.06 \text{ cm}^2$$

On a adopté: 8T12+4T16 ($A_s = 17.09 \text{ cm}^2$).

- **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{17.09}{3} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 6HA12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

VI.3.5.2. Sur travée :

- **Ferraillage principal :**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 40 cm et de hauteur $h=100 \text{ cm}$.

$$M_{\max} = -235.98 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c=5 \text{ cm} \quad c'=5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{235.98 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.95^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0,059$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,976$$

$$Z = \beta.d \Rightarrow Z = 0,976 \times 95 = 92.76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{235.98 \times 10^{-3}}{0,9276 \times 348} \times 10^4$$

$$A_s = 7.31 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 04.59 \text{ cm}^2$$

On a adopté: 4T16 + 4T14 ($A_s = 14.20 \text{ cm}^2$).

- **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{14.20}{3} = 5.69 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 6HA12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

Tableau VI-6: Résultats de calcul ce ferraillage

	M (KN.m)	H (m)	B (m)	b_0 (m)	h_0 (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix de ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	235.98	1.00	1.40	/	/	7.31	04.59	4T16fil+4T14chap	14.20
Appui	445.37	1.00	1.40	0.40	0.40	13.61	16.06	4T16fil+8T12e=15cm	17.09

• Vérification à L'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{235.98}{171.47} = 1.38$$

$$\alpha < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha \text{ Travée} = 0.44$$

$$\text{Alors : } 0.44 \leq 0.65 \quad \text{cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

• Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » : (BAEL91) [1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20fc28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15fc28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \text{ (Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.50 ; 4 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{528.30 \times 10^3}{400 \times 950} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$1.89 \leq 2.50 \text{ Mpa}$$

$$\phi t \leq \min(h/30 ; b_0/10 ; \phi l) = \min(33.33 ; 40 ; 16) \quad \text{On adopte } \phi t = 8 \text{ mm} (\phi 8)$$

$$(At.f_e/b_o.St) \geq \max\left(\frac{\bar{\tau}_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \quad \text{avec } At=4\phi 8=2.01 \text{ cm}^2$$

$$(201 \times 400 / 400 \times 150) \geq 1.25 \text{ MPa} \quad 1.34 \text{ MPa} \geq 1.25 \text{ MPa}.$$

VI.4. Schéma de ferrailage semelle filante

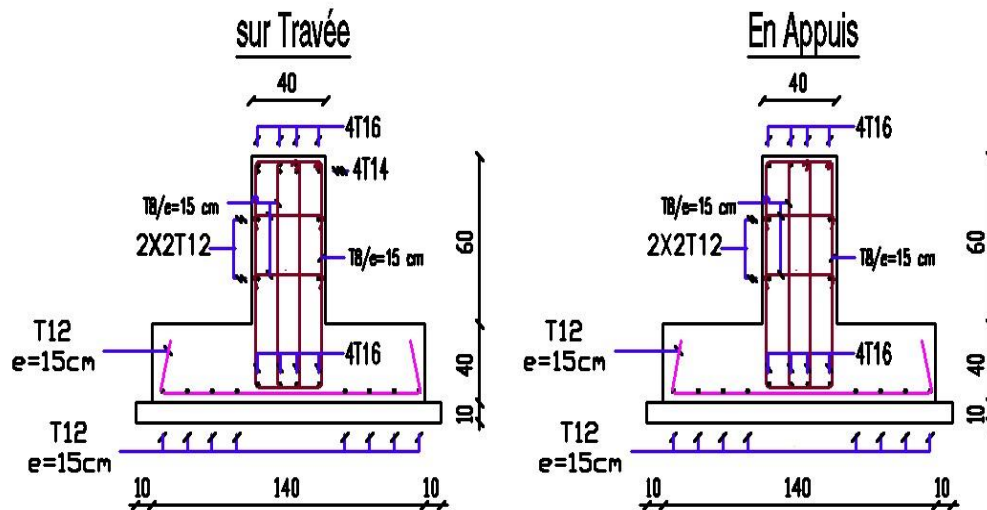


Figure VI-9: Schéma de ferrailage de semelle filante

VI.5. L'étude des longrines

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.

VI.5.1. Pré dimensionnement

D'après le règlement RPA 2024 (art 10.1.1) [4]

Les longrines auront des dimensions minimales :

(25×30) cm²... Sites de catégorie S2, S3

(30×30) cm²... Site de catégorie S4

Notre site c'est ferme S3, Pour des raisons constructives nous adapterons

Une section de dimensions suivantes : (30×35) cm².

VI.5.2. Ferrailage de la longrine

A L'ELU :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à $(F=\pm\alpha.(A.I.S).N)\geq 20kN$ (RPA2024 Article 10.1.1) [4]

avec:

- **N**: valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés ensituation sismique.

- **α** : coefficient fonction de lazone sismique et de lacatégorie desiteconsidérée. Ilest donnépar: (RPA2024 Article 10.1.1) [4] :

$$\alpha=0.4 \text{ (site S3, zone V),}$$

$$A=0.25$$

$$I=1$$

$$S=1.3$$

$$F=\pm 0.4(0.25 \times 1 \times 1.3) \times 1611.46$$

$$F=209.48KN \geq 20KN$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{209.48 \times 10^3}{348} = 601mm^2 = 6.01 Cm^2$$

A L'ELS :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 1172.30 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\alpha(A.I.S)N}{A_s} < \sigma_a$$

$$A_s = \frac{\alpha(A.I.S)N}{\sigma_{ser}} = \frac{0.4(0.25 \times 1 \times 1.3)}{201.63}$$

$$A_{ser} = 7.56cm^2$$

Recommandation de RPA 2024 10.1.1) [4] :

La section d'armature minimales donnée par RPA [4]:

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{\text{ser}}, A_{\min}) = 7.56 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T12 ($A_s = 9.05 \text{ cm}^2$)

VI.5.3. Condition de non fragilité : (BAEL91) [1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.10 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \rightarrow 1.14 < 7.67 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.5.4. L'espacement

$$S_t \leq \min(15\phi_l ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(18 ; 20 \text{ cm})$$

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

VI.5.5. Armatures transversales

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$)

VI.6. Schéma de ferrailage La Longrine

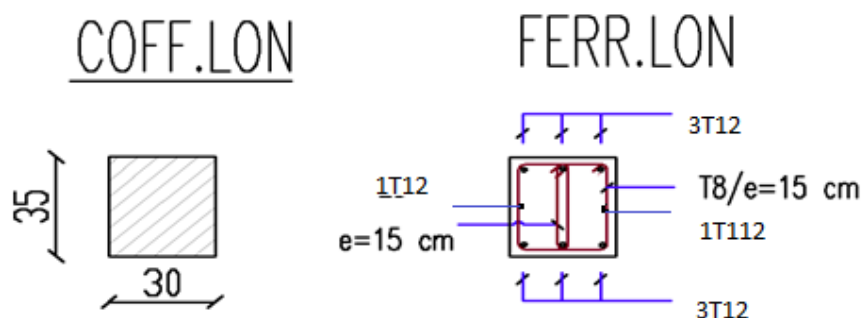


Figure VI-10: Schéma de ferrailage de La longrine.

VI.7. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant le calcul. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**
- [2] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL mod 99**
- [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**
- [4] Règles Parasismiques Algériennes **RPA2024**
- [5] Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**
- [6] Règles De Calcul Des Fondations Superficiels **D.T.R-B.C 2.331**
- [7] règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché **D.T.R : B.C.2.42**
- [1] Mémoire dimensionnement et calcul d'un bâtiment (R+5) a usage multiple réalisé par
« **CH Aya & D Rayan** »
- [2] Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation situé à Mila (R + 5) réalisé par « **BEN
ZEBOUCHI Abderrezak & KAHLESSENANE Hicham**»
- [3] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) **Dr. Abdelkader Brahim.**
- [4] Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) **Dr. Boukour Salima**
- [5] Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.
- [6] WORD 2016.
- [7] AUTO CAD 2021.

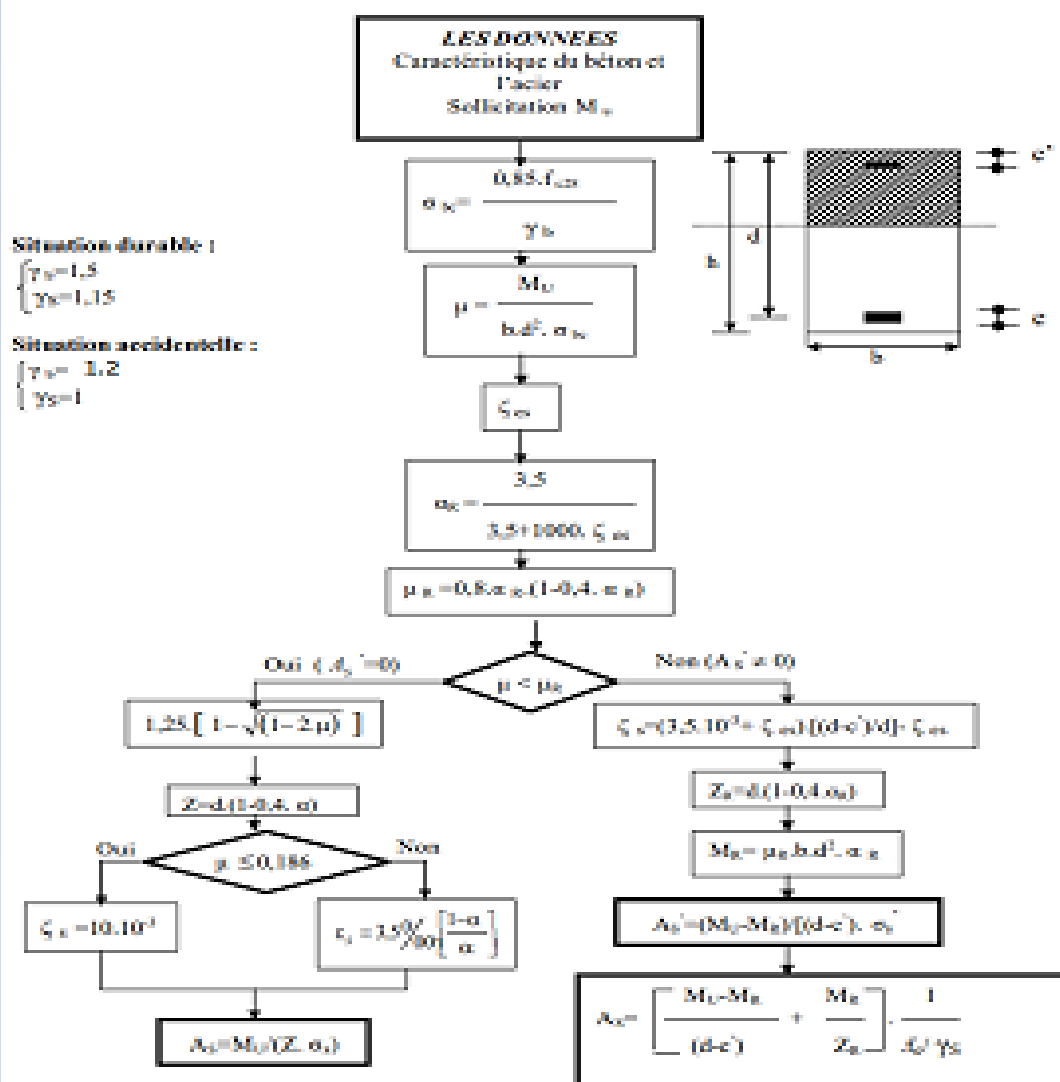
Annexes

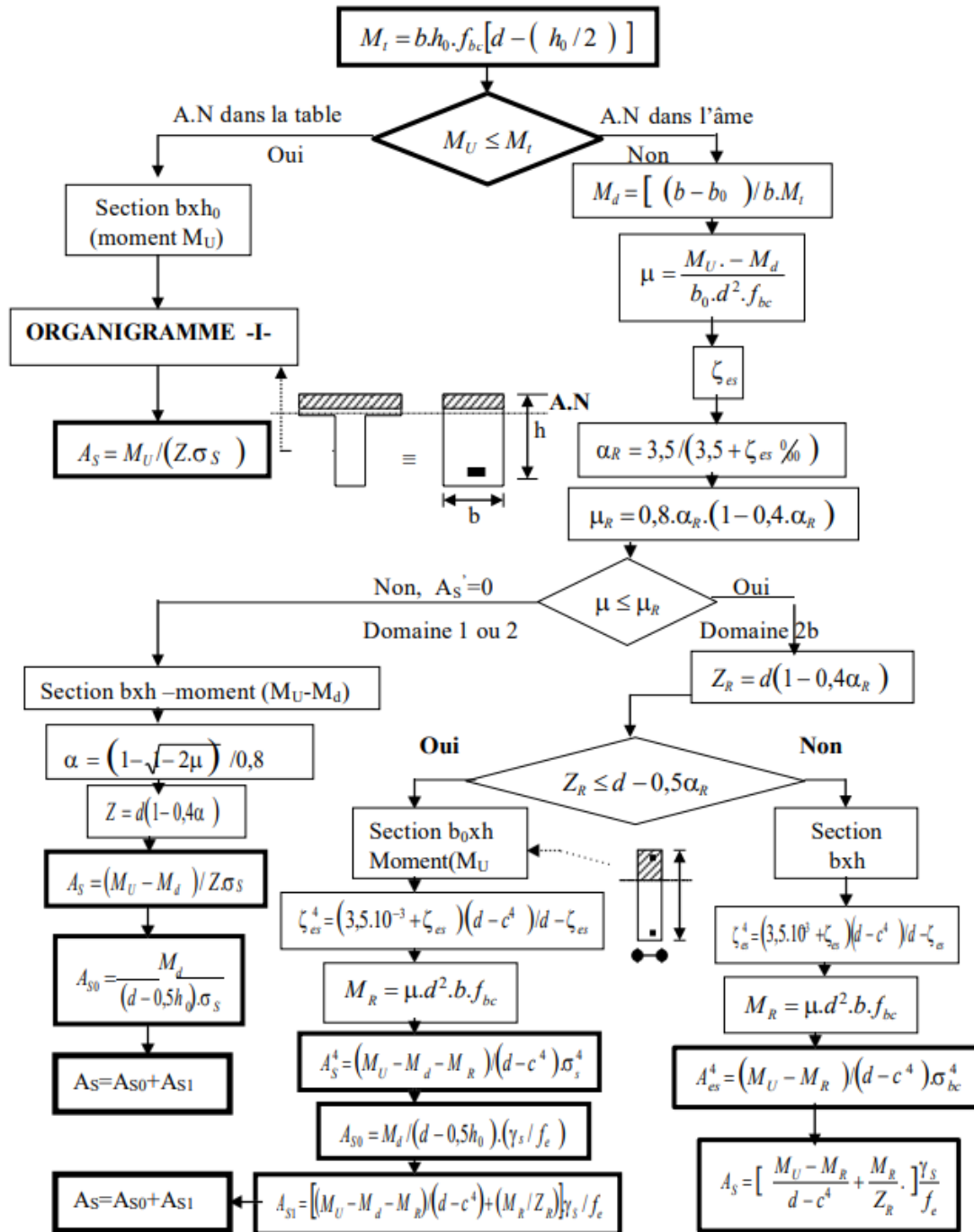
Annexes

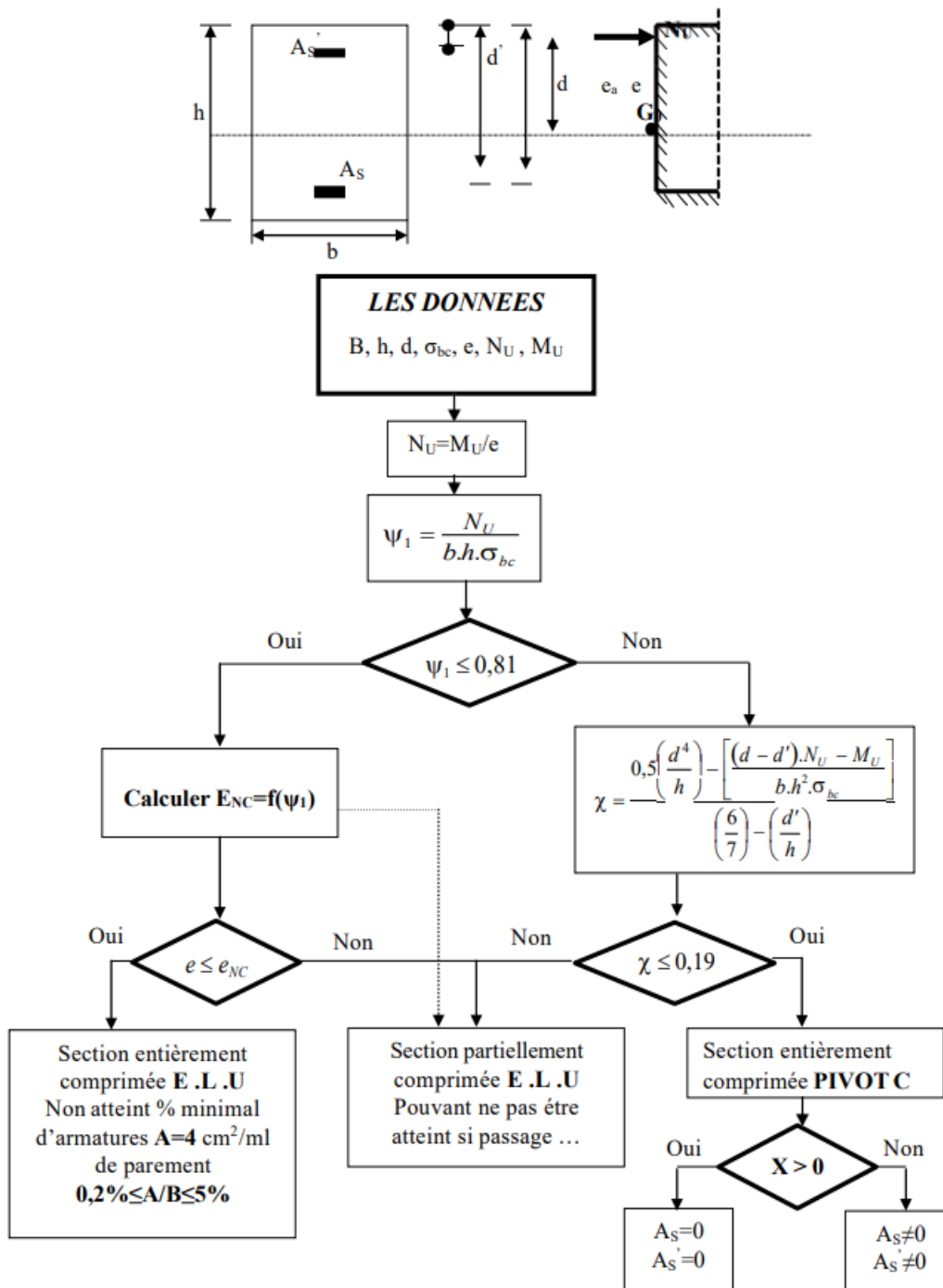
ANNEXES 1

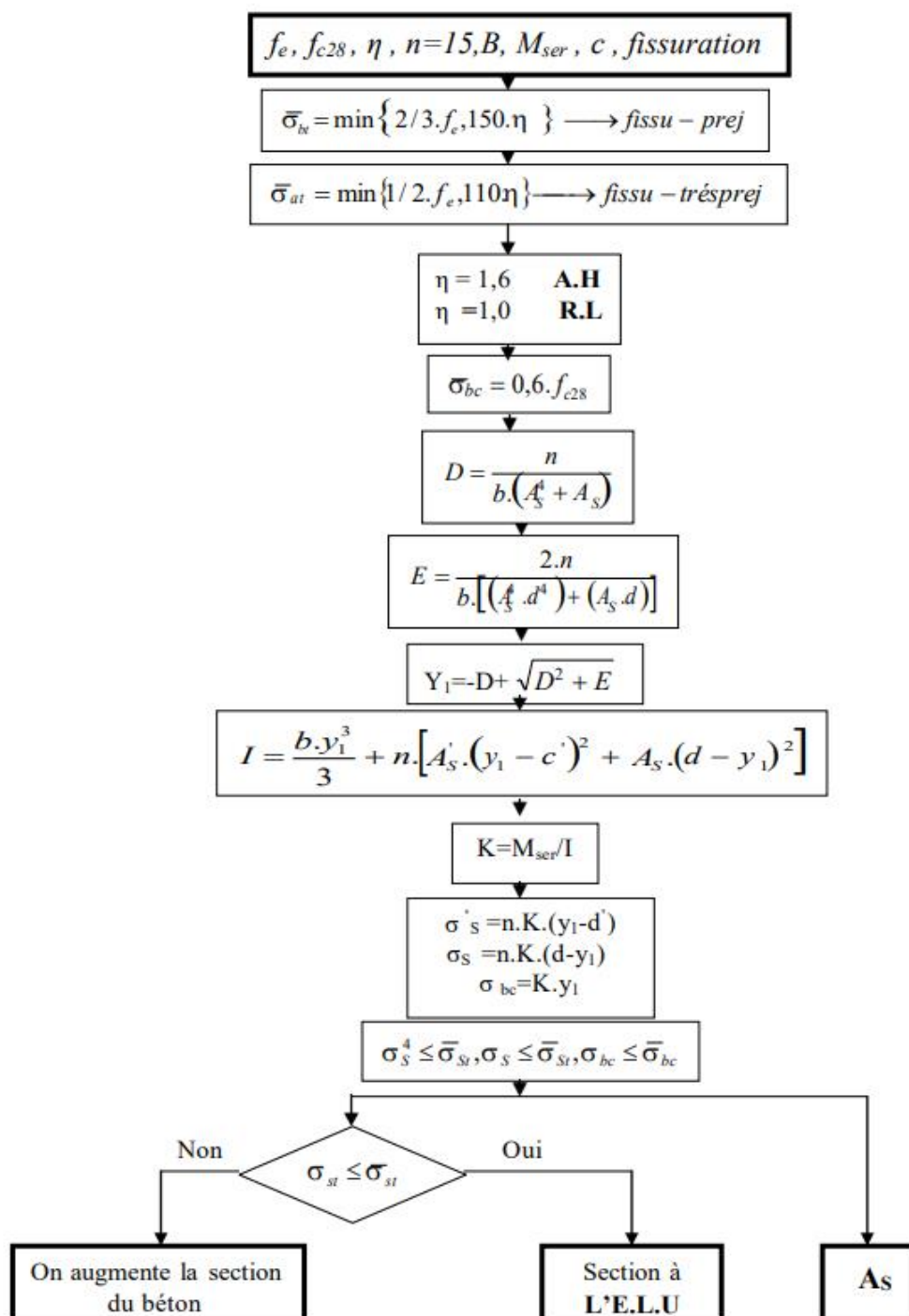
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

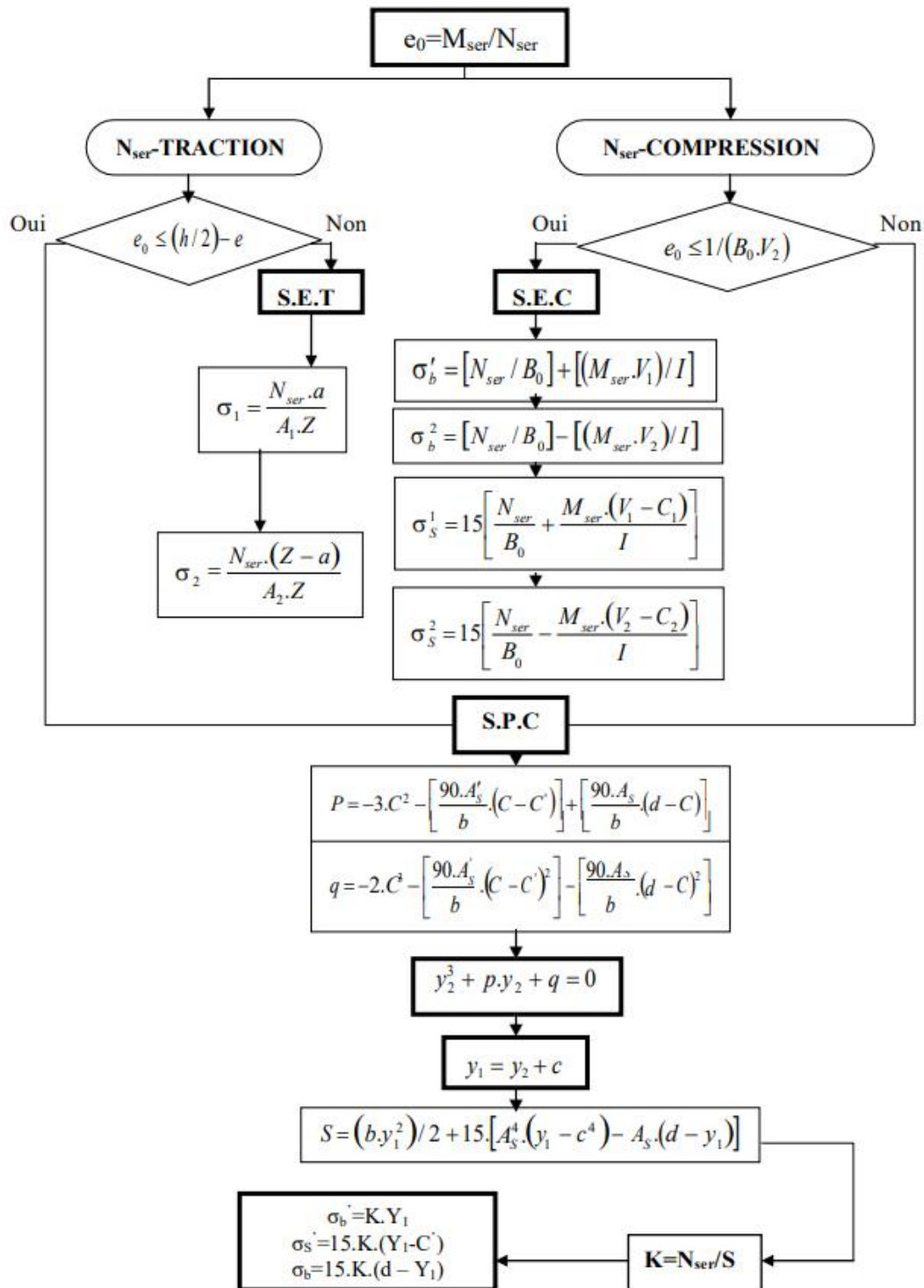


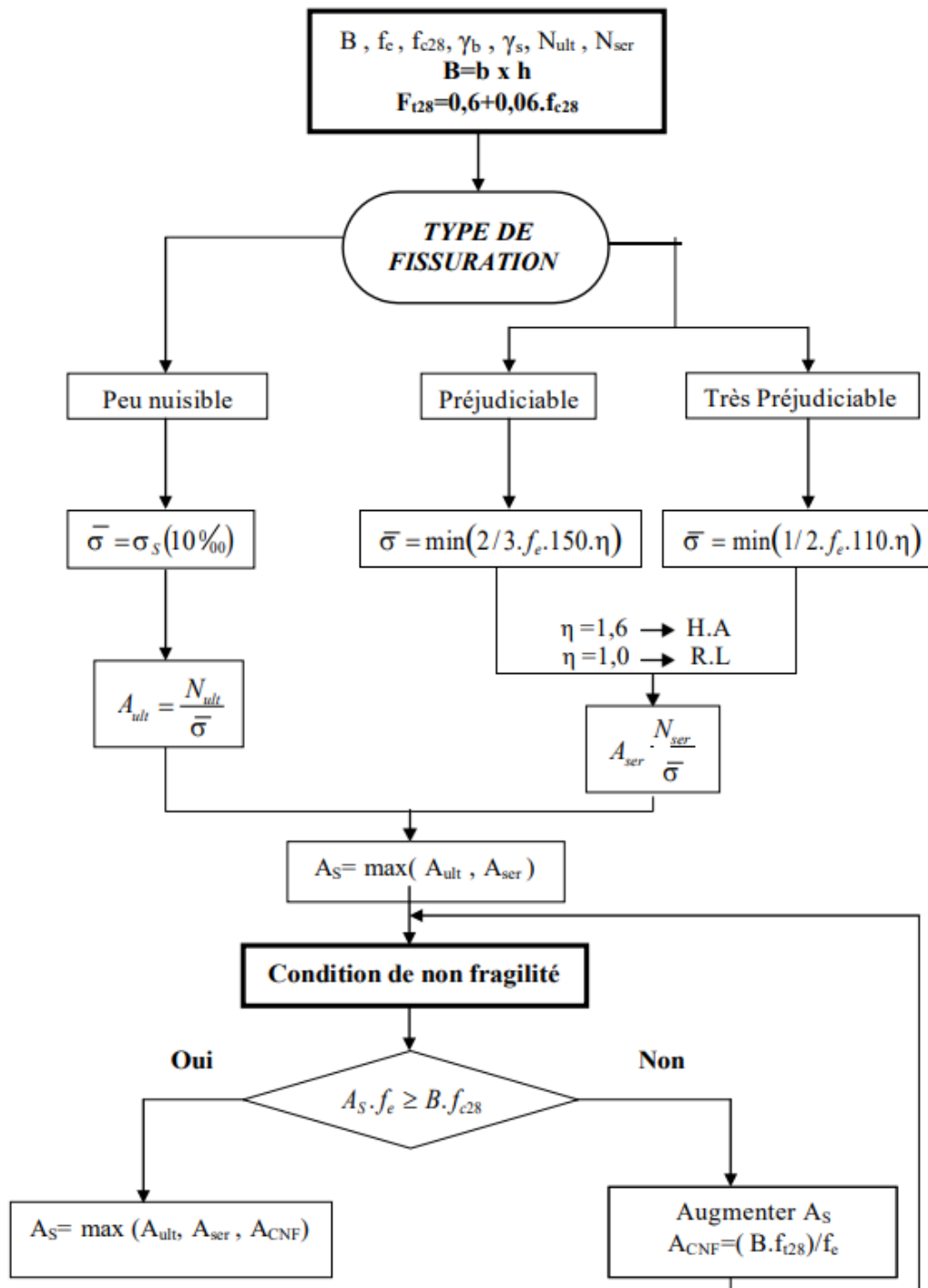
ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

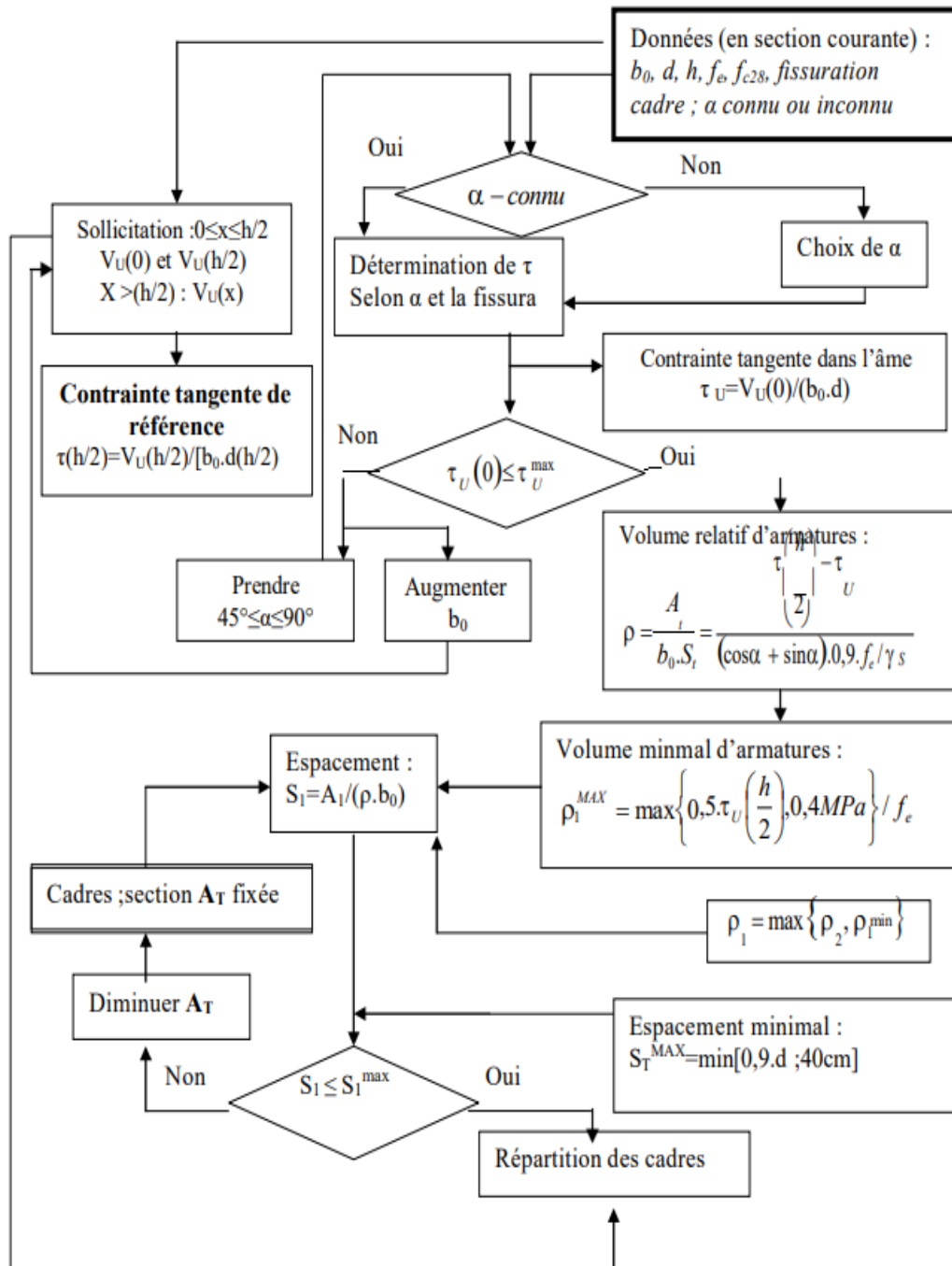
ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE A L'E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

$\emptyset$	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