

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 : Structures

Etude d'un bâtiment en béton armé (R + 5) avec
Contreventement mixte

Réalisé par :
- KERKAB Chaima
- BOUZELIFA Romaiassa

Soutenu devant le jury :

M. KITCHAH Fethi
M. BRAHIMI Abdelkader
M. BELGHIAT Choayb

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

سنة ١٤٢٠ هـ



الإهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

لحمد لله الذي يسر لي البدايات وأكمل لي النهايات وبلغني الغايات

"وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ"

بعد مسيرة دراسية دامت سنوات حملت في طياتها الكثير من الصعوبات والتعب، ها أنا اليوم أقف على عتبة تخرجي أقطف ثمار تعبتي وأرفع قبعتي بكل فخر

لم تكن الرحلة قصيرة، ولا الطريق ممهّدة بالتسهيلات، لكنها اكتملت بفضل الله، فله الحمد على ما أعان ويسر، ووفقنا للبدايات وبلغنا النهايات بفضلته وكرمه

لمن كانوا النور الذي أنار طريقي إلى من غرسوا في داخلي القيم والمبادئ، وكانوا لي العون والسند

إلى والدي العزيز، قدوتي ومصدر قوتي "إبراهيم"

إلى والدتي الحنونة، نبع الحنان، والدعاء الصادق "يمينة"

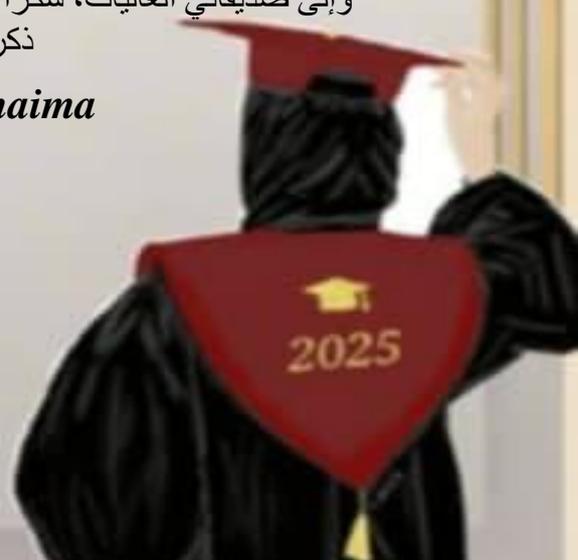
لكما كل الحب والامتنان، فلولاكما لما وصلت إلى هذا الإنجاز

إلى أخواتي وأخي، أنتم النعمة التي أفخر بها في حياتي، شكرًا لحبكم، وسندكم، ودعمكم لي

إلى من ادخلوا الفرحة إلى عائلتنا أبناء وبنات أخواتي وأخي

وإلى صديقاتي الغاليات، شكرًا لكن على كل لحظة كنتم فيها العون والسند، ولأنكن جعلتن من التعب ذكرى جميلة، ومن التحدي فرصة للنهوض.

Chaima





الإهداء

الحمد لله حمداً، وشكراً، وامتناناً على البدء والختام،

(وَأَجْرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

لم تكن الرحلة قصيرة، ولا الطريق ممهّدة بالتسهيلات، لكنها اكتملت بفضل الله، فله الحمد على ما أعان ويسر، ووفقنا للبدايات وبلغنا النهايات بفضلته وكرمه

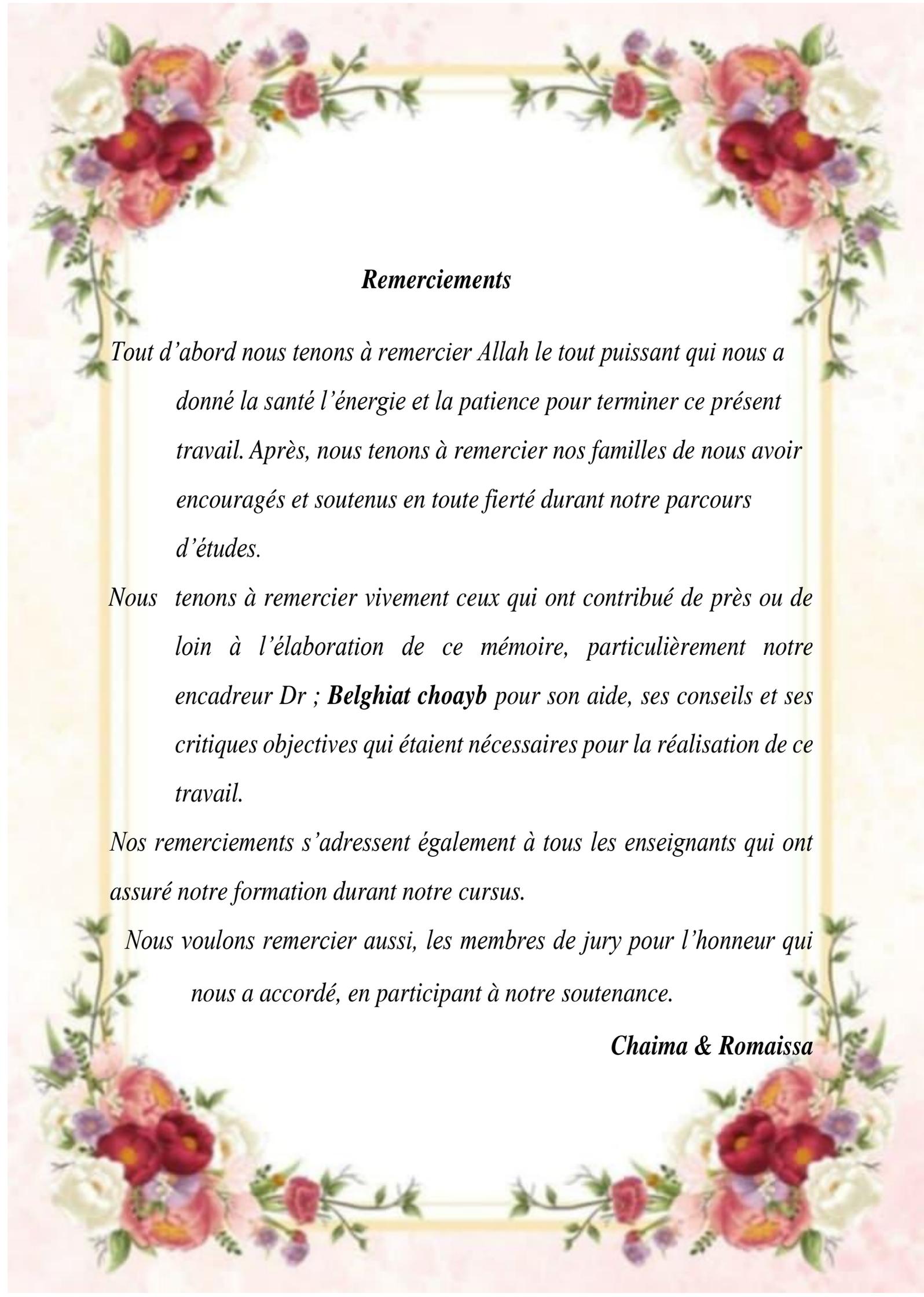
أهدي هذا النجاح أولاً إلى نفسي الطموحة، التي لم تيأس رغم كل التحديات، وثابرت حتى وصلت، فكانت ثمرة هذا .
التخرّج تنويحاً لمسيرة من الجهد والعمل
إلى النور الذي أضاء طريقي، إلى من بذل جهده وسنواته من أجلي، إلى من زرع النجاح في دربي، فكان له الفضل بعد الله
في كل خطوة، إلى والدي العزيز، دمت لي فخراً ورضى
إلى من غرست فيّ القيم، وعلمتني الصبر، وكانت لي الأمان حين تزعزع الأمل، إلى من احتضنت ضعفي وقوت عزيمتي،
إلى والدي الحبيبة، أعتزف أن نجاحي اليوم هو انعكاس لدعواتك الصادقة

...إلى روجي التي افتقدتها جسداً، لكنها ما زالت حاضرة في دعائي ووجداني
إلى أخي الغالي، رحمه الله، الذي كان سندي ونبض قلبي، والذي أوّمن أنه كان سيفرح بي اليوم أكثر من أي أحد... هذا
التخرج هدية لروحك الطاهرة، أسأل الله أن يجعل قبرك روضة من رياض الجنة، وأن يجمعني بك في مستقر رحمته

إلى أخي محمد، الذي كنت أجد في كلماته حافزاً، وفي دعمه قوة، شكراً لوجودك الدائم إلى جانبي
إلى أخواتي العزيزات، أنتن النعمة التي أفخر بها في حياتي، شكراً لحبكن، وسندكن، وأحاديثكن التي كانت بلسماً في تعب
الأيام
وإلى صديقاتي الغاليات، شكراً لكن على كل لحظة كنتم فيها العون والسند، ولأنكن جعلتنّ من التعب ذكرى جميلة، ومن
التحدي فرصة للنهوض
وأخيراً، إلى من قال لي ذات يوم: "أؤمن بك، وستمضي"، فكانت كلماته وقوداً لمشوار طويل... له، ولكل من شجعني
وسندني، أقول: نجاحي هذا يحمل بصمتمكم

Romaissa





Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la santé l'énergie et la patience pour terminer ce présent travail. Après, nous tenons à remercier nos familles de nous avoir encouragés et soutenus en toute fierté durant notre parcours d'études.

*Nous tenons à remercier vivement ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement notre encadreur Dr ; **Belghiat choayb** pour son aide, ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail.*

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Nous voulons remercier aussi, les membres de jury pour l'honneur qui nous a accordé, en participant à notre soutenance.

Chaima & Romaiissa

Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur , portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.
C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.

E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x , I_y	Moment d'inertie.
L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{se}	Moment à l'état limite service.
r	
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{se}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
r	
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
\bar{f}	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
f_{bc}	Contrainte de calcul.
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour.

f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
i_x, i_y	Rayon de giration.
a	Position relative de la fibre neutre.
β	Coefficient de pondération
λ	Elancement.
ε	Déformation relative.
ϕ	Diamètre des armatures.
η	Facteur de correction d'amortissement.
θ	Coefficient d'application.
μ_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
σ_{bc}	Contrainte de béton.
σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol

Table des matières

Liste des tableaux	I
Liste des figures	V
ملخص	VIII
Abstract	IX
Résumé.....	X
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.....	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques dimensionnelles	2
I.4. Caractéristiques technique et géotechnique	8
I.5. Eléments de la structure.....	8
I.5.1. Planchers :	8
I.5.2. Poutres :	8
I.5.3. Poteaux :	8
I.5.4. Voiles :.....	8
I.5.5. Escaliers :	8
I.5.6. Acrotère :	8
I.5.7. Maçonnerie :.....	9
I.5.8. Revêtement :	9
I.5.9. Balcons :	9
I.6. Caractéristiques des matériaux	9
I.6.1. Béton :	9
I.6.1.1. Dosage du béton :	9
I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression :	9
I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :	10
I.6.1.4. Module de déformation longitudinale :	10
I.6.1.5. Module de déformation transversale :	10
I.6.1.6. Contrainte limite :	11

I.6.2. Acier :	12
I.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier :	13
I.6.2.2. Contraintes limites de calcul :	13
I.6.2.3. Coefficient de scellement :	14
I.6.2.4. Coefficient d'équivalence	14
I.6.2.5. Enrobage (protection de l'acier) :	14
I.6.3. Action et sollicitation :	14
I.6.3.1. Actions :	14
I.6.3.2. Sollicitations :	15
I.7. Conclusion	16
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges	
II.1. Introduction	17
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires	17
II.2.1. Planchers :	17
II.2.1.1. Planchers à corps creux	17
II.2.1.2. Poutrelles	18
II.2.1.3. Dalle pleine	19
II.2.2. Escaliers	20
II.2.3. Acrotère	21
II.3. Pré-dimensionnement des éléments principales	21
II.3.1. Poutre	21
II.3.1.1. Poutres principales	22
II.3.1.2. Poutres secondaires	22
II.3.2. Poteaux	23
II.3.3. Voiles	23
II.4. Évaluation et descente de charge	25
II.4.1. Évaluation des charges et surcharges	25
II.4.1.1. Plancher terrasse	25
II.4.1.2. Plancher (étage courant)	25
II.4.1.3. Dalle pleine (Balcon Étage Courant)	26
II.4.1.4. Dalle pleine (Balcon Terrasse)	26
II.4.1.5. Murs Extérieurs	26

II.4.1.6. Murs intérieurs.....	27
II.4.1.7. Escaliers	27
II.4.1.8. Acrotère.....	28
II.4.2. Descente de charge	28
II.4.2.1. Surcharges différentes selon la loi de dégression :.....	28
II.4.2.2. Poteau le plus sollicitée :	29
II.4.3. Vérifications nécessaires	31
II.5. Conclusion.....	33
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires
III.1. Introduction	34
III.2. Planchers	34
III.2.1. Introduction	34
III.2.2. Calcul des poutrelles.....	34
III.2.3. Différents types des poutrelles.....	34
III.2.4. Méthode de calcul des sollicitations	36
III.2.4.1. Méthode forfaitaire.....	36
III.2.4.2. Méthode de Caquot	38
III.2.4.3. Méthode de Caquot minorée	38
III.2.5. Evaluation des charges.....	39
III.2.6. Choix de la méthode de calcul	39
III.2.6.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	39
III.2.6.2. Définition des trois cas de charge.....	39
III.2.7. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles	40
III.2.8. Calcul plancher terrasse inaccessible	40
III.2.8.1. Sollicitation max	45
III.2.8.2. Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible).....	45
III.2.8.3. Vérification de l'effort tranchant :.....	47
III.2.8.4. Vérification des contraintes à ELS.....	47
III.2.8.5. Vérification de la flèche :.	48
III.2.9. Calcul du plancher de l'étage courant	51
III.2.9.1. Sollicitation max	55
III.2.9.2. Ferrailage des poutrelles (Étage courant)	55
III.2.9.3. Vérification de l'effort tranchant :.....	57
III.2.9.4. Vérification des contraintes à ELS.....	58

III.2.9.5. Vérification de la flèche :	58
III.2.10. Ferrailage de la table de compression	61
III.3. Dalles pleines des balcons	63
III.3.1. Type 1 : Balcon reposant sur un seul appui	63
III.3.1.1. Evaluation des charges	63
III.3.1.2. Sollicitation de calcul	64
III.3.1.3. Calcul du Ferrailage	64
III.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant	65
III.3.1.5. Vérification à l'ELS	66
III.3.1.6. Vérification de la flèche :	66
III.3.2. Type 2 : Balcon reposant sur deux appuis	67
III.3.2.1. Calcul en Etage courant	67
III.3.2.2. Calcul en terrasse inaccessible	72
III.3.3. Type 3 : balcon Reposant sur trois appuis	75
III.3.3.1. Calcul en Etage courant	75
III.3.3.2. Calcul en terrasse inaccessible	78
III.4. Escaliers	81
III.4.1. Charges et surcharges	82
III.4.1. Combinaisons des charges	82
III.4.2. Calcul des sollicitations	83
III.4.3. Calcul de ferrailage	85
III.5. Calcul de la poutre palière	89
III.5.1. Introduction	89
III.5.2. Pré dimensionnement	90
III.5.3. Evaluation des charges	90
III.5.4. Calcul des sollicitations	90
III.5.4.1. Effort tranchant et moment fléchissant	90
III.5.5. Ferrailages de la poutre palière à la flexion	91
III.5.5.1. Vérification de l'effort tranchant	92
III.5.5.2. Vérification des contraintes à ELS	93
III.5.5.3. Vérification de la flèche	93
III.5.6. Calcul de la poutre palière à la torsion	93
III.5.6.1. Moment de torsion (M_{Tor})	93
III.5.6.2. Contrainte tangentielle de torsion	94

III.5.6.3. Détermination des armatures	94
III.6. Acrotère	95
III.6.1. Définition	95
III.6.2. Evaluation des Charges.....	95
III.6.3. Vérification au séisme	95
III.6.4. Calcul des sollicitations :	96
III.6.5. Calcul de Ferrailage :	96
III.7. Conclusion	101
CHAPITRE IV : Etude sismique.....	
IV.1. Introduction.....	102
IV.2. Objective de l'étude sismique	102
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	102
IV.3.1. Méthode statique équivalente	102
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale	103
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	104
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul	104
IV.4. Modélisation de la structure	105
IV.4.1. Introduction.....	105
IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024	106
IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	107
IV.4.4. Spectre de calcul.....	108
IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer	110
IV.4.6. Vérification de la période	111
IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale	113
IV.5.1. Calcul de la force sismique totale	113
IV.5.2. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme	115
IV.5.3. Calcul de déplacements	115
IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	115
IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	117
IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit	118
IV.6. Conclusion	118

CHAPITRE V :Calcul des éléments principaux
V.1. Introduction	119
V.2. Ferrailage des poutres.....	119
V.2.1. Sollicitations du calcul.....	119
V.2.2. Recommandations du RPA99/2024	120
V.2.3. Exemple de ferrailage	121
V.2.3.1. Poutres principales	121
V.2.3.2. Poutre secondaire	123
V.2.4. Vérifications	124
V.2.4.1. Vérification des sections des armatures transversales :.....	124
V.2.4.2. Vérification de l'effort tranchant.....	124
V.2.4.3. Vérification de la compression du béton :.....	125
V.2.4.4. Vérification de l'entraînement des barres.....	125
V.2.4.5. Vérification à L'ELS	125
V.2.4.6. Vérification de la flèche :	126
V.3. Ferrailage des poteaux	127
V.3.1. Armatures longitudinales	127
V.3.2. Armatures transversales	134
V.3.3. Vérifications	136
V.3.3.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	136
V.3.3.2. Vérification aux sollicitations tangentielles.....	137
V.4. Ferrailage des voiles	138
V.4.1. Ferrailage des voiles	138
V.4.1.1. Exposé de la méthode	138
V.4.1.2. Armature verticale	139
V.4.1.3. Armatures minimales	140
V.4.1.4. Aciers horizontaux	140
V.4.1.5. Règles communes.....	141
V.4.1.6. Combinaisons de calcul.....	141
V.4.2. Vérification.....	142
V.4.2.1. Vérification à L'ELS :.....	142
V.4.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :	142
V.4.3. Détermination des sollicitations : D'après ROBOT 2014	143
V.4.4. Ferrailage de voile	145

V.4.5. Schéma de ferrailage de voile	152
V.5. Conclusion	153
CHAPITRE VI :Etude de l'infrastructure
VI.1. Introduction.....	154
VI.2. Classification des fondations.....	154
VI.3. Justification pour le choix de type de fondation	154
VI.3.1. Combinaisons d'actions.....	155
VI.3.2. Contrainte admissible du sol (Capacité portante)	155
VI.3.3. Choix type de fondation	155
VI.3.3.1. Vérification de la semelle isolée	155
VI.3.3.2. Vérification de la semelle filante.....	156
VI.4. Dimensionnement de la semelle	157
VI.4.1. largeur « B »	157
VI.4.2. Calcul de la hauteur de la semelle	159
VI.4.3. Vérification au poinçonnement	159
VI.4.4. Calcul de la poutre de rigidité	160
VI.5. Calcul des sollicitations	161
VI.6. Calcul du ferrailage	162
VI.8. Etude des longrines.....	165
VI.8.1. Pré dimensionnement	165
VI.8.2. Ferrailage de la longrine	165
VI.9. Conclusion	167
Conclusion générale	168
Liste des références	169
ANNEXES.....	170

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I. 1 : f_e en fonction du type d'acier..... 13

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges

Tableau II. 1 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible)..... 25

Tableau II. 2 : Charge pour plancher (étage courant)..... 26

Tableau II. 3 : Évaluation des charges du balcon Etage Courant. 26

Tableau II. 4 : Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse). 26

Tableau II. 5 : Charge permanents des murs extérieurs. 26

Tableau II. 6 : Charge permanents des murs intérieurs. 27

Tableau II. 7 : Évaluation des charges du palier. 27

Tableau II. 8 : Évaluation des charges du Paillasse..... 27

Tableau II. 9 : Evaluation des charges de l'acrotère. 28

Tableau II. 10 : Dégression des charges d'exploitation. 28

Tableau II. 11 : Évaluation des poids propres des poteaux. 30

Tableau II. 12 : Descente de charge du poteau..... 30

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles. 40

Tableau III. 2 : Moment aux appuis (poutrelle type 01terrasse inaccessible)..... 40

Tableau III. 3 : Moment en travée (poutrelle type 01terrasse inaccessible). 41

Tableau III. 4 : Efforts tranchants (poutrelle type 01terrasse inaccessible). 41

Tableau III. 5 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 terrasse inaccessible)..... 41

Tableau III. 6 : Moment en travée (poutrelle type 02 terrasse inaccessible). 42

Tableau III. 7 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 terrasse inaccessible)..... 42

Tableau III. 8 : Moment aux appuis (poutrelle type 03 terrasse inaccessible)..... 43

Tableau III. 9 : Moment en travée (poutrelle type 03 terrasse inaccessible). 43

Tableau III. 10 : Efforts tranchants (poutrelle type 03 terrasse inaccessible)..... 44

Tableau III. 11 : Moment aux appuis (poutrelle type 04 terrasse inaccessible)..... 44

Tableau III. 12 : Moment en travée (poutrelle type 04 terrasse inaccessible). 45

Tableau III. 13 : Efforts tranchants (poutrelle type 04 terrasse inaccessible)..... 45

Tableau III. 14 : Sollicitation max du calcul. 45

Tableau III. 15 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée..... 47

Tableau III. 16 : Vérification la contraint du béton..... 48



Liste des tableaux

Tableau III. 17 : Vérification la contraint d'acier.	48
Tableau III. 18 : Moment aux appuis (poutrelle type 01 Etage courant).	51
Tableau III. 19 : Moment en travée (poutrelle type 01 Etage courant).	52
Tableau III. 20 : Efforts tranchants (poutrelle type 01 Etage courant).	52
Tableau III. 21 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 Etage courant).	52
Tableau III. 22 : Moment en travée (poutrelle type 02 Etage courant).	53
Tableau III. 23 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 Etage courant).	53
Tableau III. 24 : Moment aux appuis (poutrelle type 03 Etage courant).	54
Tableau III. 25 : Moment en travée (poutrelle type 03 Etage courant).	54
Tableau III. 26 : Efforts tranchants (poutrelle type 03 Etage courant).	55
Tableau III. 27 : Moment et effort tranchant a l'ELU (poutrelle type 04 Etage courant).	55
Tableau III. 28 : Moment et effort tranchant a l'ELS (poutrelle type 04 Etage courant).	55
Tableau III. 29 : Sollicitation max du calcul.	55
Tableau III. 30 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) en appui et en travée.	57
Tableau III. 31 : Vérification de la contraint du béton.	58
Tableau III. 32 : Vérification la contraint d'acier.	58
Tableau III. 33 : Ferrailage de balcon type 01	65
Tableau III. 34 : Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine.	67
Tableau III. 35 : Ferrailage de balcon type 02 Etage courant.	68
Tableau III. 36 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.	70
Tableau III. 37 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.	70
Tableau III. 38 : Ferrailage de balcon type 02 terrasse inaccessible.	72
Tableau III. 39 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.	73
Tableau III. 40 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.	73
Tableau III. 41 : Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine.	75
Tableau III. 42 : Ferrailage de balcon type 03 Etage courant.	76
Tableau III. 43 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.	77
Tableau III. 44 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.	77
Tableau III. 45 : Ferrailage de balcon type 03 terrasse inaccessible.	79
Tableau III. 46 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.	80
Tableau III. 47 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.	80
Tableau III. 48 : Combinaisons des charges l'escalier.	83
Tableau III. 49 : Récapitulatif des sollicitations.	85
Tableau III. 50 : Ferrailage des escaliers.	85
Tableau III. 51 : Vérification des contraintes à ELS.	86

Liste des tableaux

Tableau III. 52 : Sollicitation du calcul.....	91
Tableau III. 53 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion.....	92
Tableau III. 54 : Vérification des contraintes à ELS.....	93
Tableau III. 55 : Ferrailage totales (flexion +torsion).....	94

CHAPITRE IV : Etude sismique

Tableau IV. 1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i	107
Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T	108
Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R	109
Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q	109
Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.....	110
Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.....	110
Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV,V et VI).....	110
Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.....	111
Tableau IV. 9 : La force sismique V dynamique à la base.....	114
Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion.....	114
Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité.....	114
Tableau IV. 12 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.....	115
Tableau IV. 13 : Vérification de déplacement.....	115
Tableau IV. 14 : Vérification au renversement sens x	116
Tableau IV. 15 : Vérification au renversement sens y	116
Tableau IV. 16 : Vérification vis avis de l'effet ($P-\Delta$) sens x	117
Tableau IV. 17 : Vérification vis avis de l'effet ($P-\Delta$) sens y	118
Tableau IV. 18 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	118

CHAPITRE V : Calcul des éléments principaux

Tableau V. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	119
Tableau V. 2 : Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).....	120
Tableau V. 3 : Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).....	120
Tableau V. 4 : Ferrailage des poutres principale.....	122
Tableau V. 5 : Ferrailage des poutres secondaires.....	123
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes tangentielles.....	124



Liste des tableaux

Tableau V. 7 : Vérification de la compression du béton.....	125
Tableau V. 8 : Vérification de la contrainte de compression de béton.	126
Tableau V. 9 : Sollicitation (M, N,) Poteaux (35x35).	128
Tableau V. 10 : Ferrailage longitudinal des poteaux.	134
Tableau V. 11 : Vérification au flambement.	136
Tableau V. 12 : Vérification aux sollicitations tangentielles.	137
Tableau V. 13 : Sollicitations de calcul (voile plein).	144
Tableau V. 14 : Résultats du ferrailage des voiles.....	151

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

Tableau VI. 1 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELS".	157
Tableau VI. 2 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELU".	158
Tableau VI. 3 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+0.2Q+1.4E _x ".	158
Tableau VI. 4 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+0.2Q -1.4E _x ".	159
Tableau VI. 5 : Résultats du moment maximal.	161
Tableau VI. 6 : Résultats de calcul ce ferrailage.	164

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux

Figure I. 1 : Vue en plan de RDC du bâtiment.....	3
Figure I. 2 : Vue en plan de l'étage courant du bâtiment.....	4
Figure I. 3 : Plan terrasse du bâtiment.	5
Figure I. 4 : Vue de la façade principale du bâtiment.	6
Figure I. 5 : Coupe AA.....	7
Figure I. 6 : Module de déformation instantané et différée.	10
Figure I. 7 : Diagramme des contraintes du béton.	11
Figure I. 8 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	12
Figure I. 9 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.....	13

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges

Figure II. 1 : Plancher à corps creux.....	18
Figure II. 2 : Poutrelle.....	19
Figure II. 3 : Schéma d'un escalier.	20
Figure II. 4 : Schéma statique de l'acrotère.	21
Figure II. 5 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.	23
Figure II. 6 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.	24
Figure II. 7 : Plancher terrasse à corps creux.....	25
Figure II. 8 : Plancher étage.....	25
Figure II. 9 : Schéma statique de la descente de charge.	29
Figure II. 10 : Vue en plan poteau le plus sollicité.....	29
Figure II. 11 : Surface afférente du poteau.	29

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1 : Schéma statique de poutrelle.	34
Figure III. 2 : Schéma de poutrelle (02 travée)	35
Figure III. 3 : Schéma de poutrelle (6 travées).....	35
Figure III. 4 : Schéma de poutrelle (05 travée).	35
Figure III. 5 : Schéma de poutrelle (02 travée).	35
Figure III. 6 : Schéma de poutrelle (01 travée)	35
Figure III. 7 : Diagramme des efforts tranchants.....	37
Figure III. 8 : Définition des trios cas de charge.	39
Figure III. 9 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	62



Liste des figures

Figure III. 10 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (terrasse).	62
Figure III. 11 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (étage courant). ...	62
Figure III. 12 : Schéma statique du balcon.	63
Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de balcon type 01.	67
Figure III. 14 : Schéma de ferrailage de balcon type 02(Etage courant).....	71
Figure III. 15 : Schéma de ferrailage de balcon type 02 (terrasse inaccessible).	75
Figure III. 16 : Schéma de ferrailage de balcon type 03 (Etage courant).....	78
Figure III. 17 : Schéma de ferrailage de balcon type 03 (terrasse inaccessible).	81
Figure III. 18 : Schéma statique	82
Figure III. 19 : Schéma de ferrailage d'escalier.	89
Figure III. 20 : Poutre palière.	90
Figure III. 21 : La poutre palière à la torsion.	93
Figure III. 22 : Schéma de ferrailage poutre palière.....	95
Figure III. 23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	101

CHAPITRE IV : Etude sismique

Figure IV. 1 : Vue globale de la structure.....	106
Figure IV. 2 : Disposition des voiles dans le bâtiment.	106
Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe X.....	112
Figure IV. 4 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	112

CHAPITRE V : Calcul des éléments principaux

Figure V. 1 : Schéma de ferrailage poutres principales.	127
Figure V. 2 : Schéma de ferrailage poutres secondaires.	127
Figure V. 3 : Schéma de ferrailage du poteau (35x35).	137
Figure V. 4 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	143
Figure V. 5 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte.....	144
Figure V. 6 : Dimensions du voile V_2	145
Figure V. 7 : Diagramme des contraintes V_2	146
Figure V. 8 : Dimensions du voile V_4	149
Figure V. 9 : Diagramme des contraintes V_4	149
Figure V. 10 : schéma de ferrailage de voiles sens xx.	152
Figure V. 11 : schéma de ferrailage de voile sens yy.....	153

CHAPITRE VI : Etude De L'infrastructure

Figure VI. 1 : Semelle isolée.	Figure VI. 2 : Semelle filante.	154
Figure VI. 3 : Radier générale.....		154



Liste des figures

Figure VI. 4 : Semelle filante.....	157
Figure VI. 5 : Coupe de la semelle filante.	161
Figure VI. 6 : Diagramme Moment a « ELU ».....	161
Figure VI. 7 : Diagramme Moment a « ELS ».	162
Figure VI. 8 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELU ».....	162
Figure VI. 9 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELS ».	162
Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	165
Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage de la longrine.....	167

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية مكونة من طابق أرضي وخمسة طوابق ذو طابع سكني، بولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية V حسب القواعد الجزائرية للزلازل (RPA نسخة 2024). تعتمد مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية على العناصر الحاملة (الروافد، الأعمدة والجدران) المصنوعة من الخرسانة المسلحة. للعلم، الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج ROBOT 2014 وحساب القوة الزلزالية بواسطة طريقة الأنماط الطيفية. تم التصميم وتحديد الأبعاد والتسليح اللازم لكل العناصر المقاومة في البناية طبقا للقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91معدلة في 99) و (RPA نسخة 2024).

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة، RPA نسخة 2024، CBA93، BAEL 91 معدلة في 99، ROBOT 2014

Abstract

As part of the end-of-study project, we presented a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor and five stories. The building will be implemented in the wilaya of MILA, classified in zone V according to the Algerian seismic code (RPA99 version 2024). Therefore, the stability of the structure is ensured by the mixed system (reinforced concrete frames-shear walls).

The finite element software ROBOT 2014 were used to study and to analysis the behavior of the building. In which, the seismic forces calculations were carried out using the spectral modal analysis. The dimensions and the reinforcement of the overall resistant elements are established manually in conformity with the mostly used codes in Algeria (BAEL 91 edit 99, RPA99-version 2024).

Key words :

Reinforced concrete, RPA99-version 2024, CBA93, BAEL 91 edit 99, ROBOT 2014.

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée et cinq étages. La structure est implantée dans la wilaya de MILA, classée en zone V selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2024). Par conséquent, la stabilité et le contreventement de l'ouvrage est assurée par un système mixte (portiques-voiles).

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ROBOT 2014). Dans laquelle, le calcul des forces sismiques est mené par la méthode d'analyse modale spectrale.

A savoir, le pré-dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments résistants sont réalisés manuellement conformément aux règles en vigueur en Algérie : le BAEL91 modifier 99 et RPA 99 version 2024.

Mots clés :

Béton armé, RPA99 modifié 2024, CBA93, BAEL91 modifié 99, ROBOT 2014.



Introduction générale

Introduction générale

Le secteur du bâtiment et des travaux publics est l'un des secteurs les plus affectés par les défis environnementaux et économiques, ce qui le place au cœur des préoccupations du développement durable. À travers les âges, l'homme n'a cessé d'améliorer les méthodes et techniques de construction, tirant profit des avancées scientifiques et technologiques afin de répondre à des besoins croissants et d'améliorer la performance ainsi que la qualité des ouvrages bâtis.

Les bâtiments sont directement exposés aux risques des catastrophes naturelles telles que les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Toute défaillance ou faiblesse dans leur conception peut entraîner des pertes humaines et matérielles considérables, impactant négativement le tissu social et économique des communautés affectées. Les catastrophes passées, comme le séisme de Boumerdès survenu le 23 mai 2003, ont démontré que de nombreux bâtiments endommagés n'étaient pas conçus selon les normes parasismiques, ce qui a conduit à leur effondrement et à des pertes importantes en vies humaines.

Dans ce contexte, l'importance du respect des recommandations et normes parasismiques lors de la conception des structures devient primordiale, afin d'assurer leur résistance aux charges horizontales induites par les séismes. Parmi les solutions techniques adoptées, on trouve les systèmes de contreventement mixte, qui combinent les voiles en béton armé et les portiques, permettant d'atteindre un équilibre optimal entre rigidité, flexibilité et efficacité économique.

Dans cette optique, le thème du projet de fin d'études porte sur l'étude et l'analyse d'un immeuble résidentiel composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5), situé dans une Zone V, avec adoption d'un système de résistance mixte. Le béton armé a été choisi comme matériau principal de construction en raison de ses avantages en termes de durabilité et de coût, renforçant ainsi l'efficacité de la solution structurelle proposée.

Ce travail s'articule autour de six chapitres principaux :

- **Chapitre I** : Présentation générale du projet, caractéristiques du bâtiment, et définition des matériaux et éléments structuraux.
- **Chapitre II** : Estimation préliminaire des dimensions des différents éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, escaliers, balcons...).
- **Chapitre III** : Calcul et ferrailage des éléments secondaires (escaliers, dalles, balcons...).
- **Chapitre IV** : Étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel ROBOT 2014.
- **Chapitre V** : Calcul et ferrailage des éléments structuraux (Principaux).
- **Chapitre VI** : Étude de l'infrastructure et choix du type de fondations approprié.

Ce projet se conclut par une synthèse générale récapitulant les connaissances et les compétences acquises au cours de ce travail académique appliqué.

CHAPITRE I :

Présentation de projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé repose sur des connaissances fondamentales que l'ingénieur utilise pour concevoir une structure fiable et économique. La mise en pratiques de ces derniers fait l'objet de notre projet de fin d'étude. Dans ce cadre, le présent travail s'est initié par ce premier chapitre qui consiste des rappels essentiels ainsi que des descriptions du projet à étudier. Ce dernier porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment en béton armé R+5 tout en passant par les différents calculs conformément aux normes en vigueur, à savoir : le BAEL 91 modifié en 99[1], CBA93 [2] et le RPA 2024 [3].

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet d'étude porte sur le dimensionnement et le calcul des éléments porteurs d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et de forme irrégulière conformément à l'article (3.7.1 du RPA). Ce bâtiment contreventé par un système mixte (portiques et voiles) est situé à la wilaya de Mila, une région classée en zone sismique élevée (Zone V) selon le dernier Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2024). La vue d'ensemble de la structure, ses caractéristiques, ses éléments constituants ainsi que leurs propriétés mécaniques sont rapportés par la suite.

I.3. Caractéristiques dimensionnelles

La structure étudiée à comme caractéristiques géométriques ce qui suit :

- Largeur en plan ----- 20.70 m
- Longueur en plan ----- 24.10m
- Hauteur du RDC -----3.24 m
- Hauteur étage courant -----3.24 m
- Hauteur totale -----19.44 m. « acrotère non compris ».
- La hauteur de l'acrotère est de : 60 cm.

Les différentes vues et coupes de la structure sont illustrées par les cinq figures suivantes (de la Figure I.1 à Figure I.5) :

PLAN R.D.C ca : 1/100

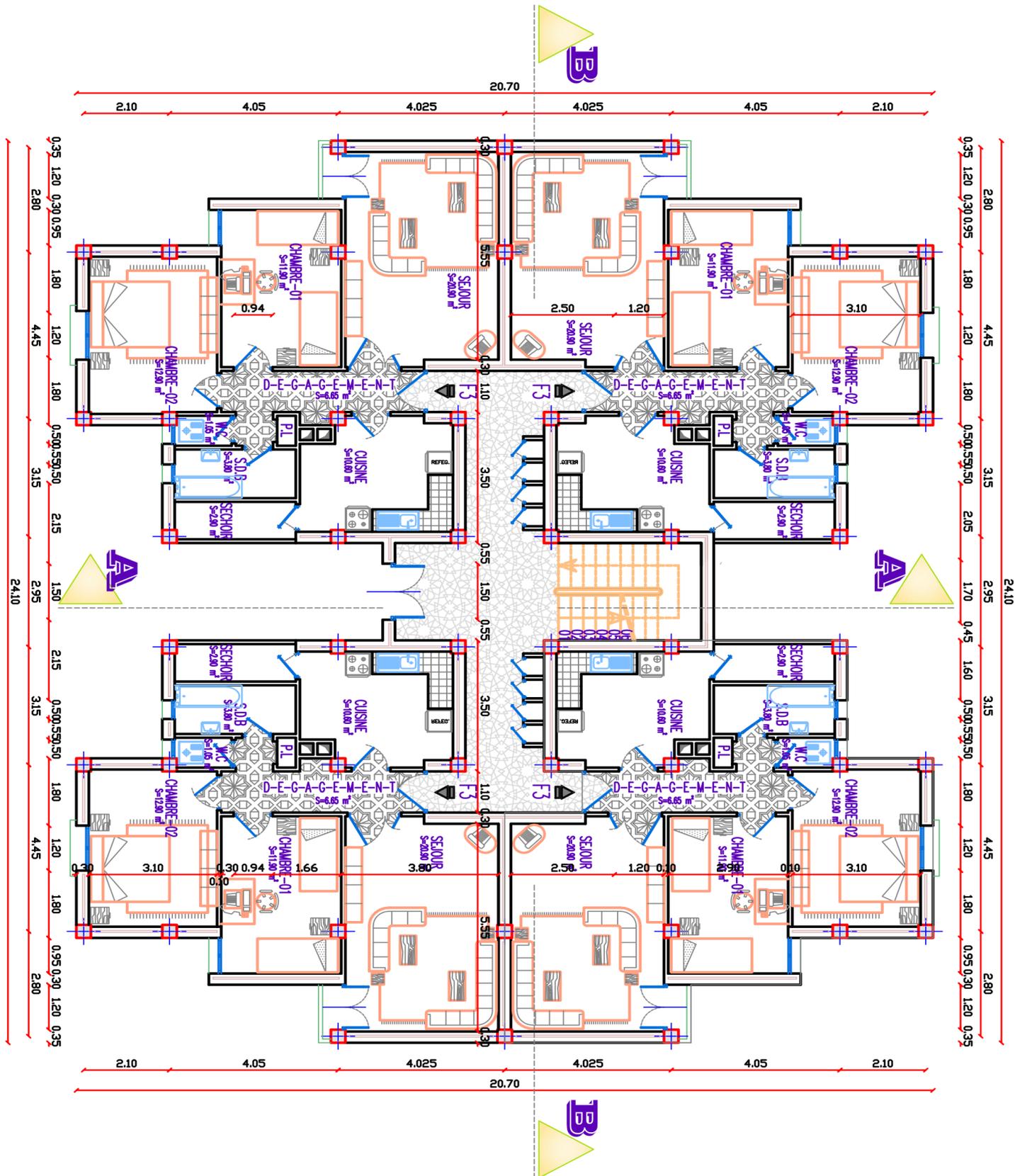


Figure I. 1 : Vue en plan de RDC du bâtiment.

PLAN ETAGE COURANT ecr : 1/100

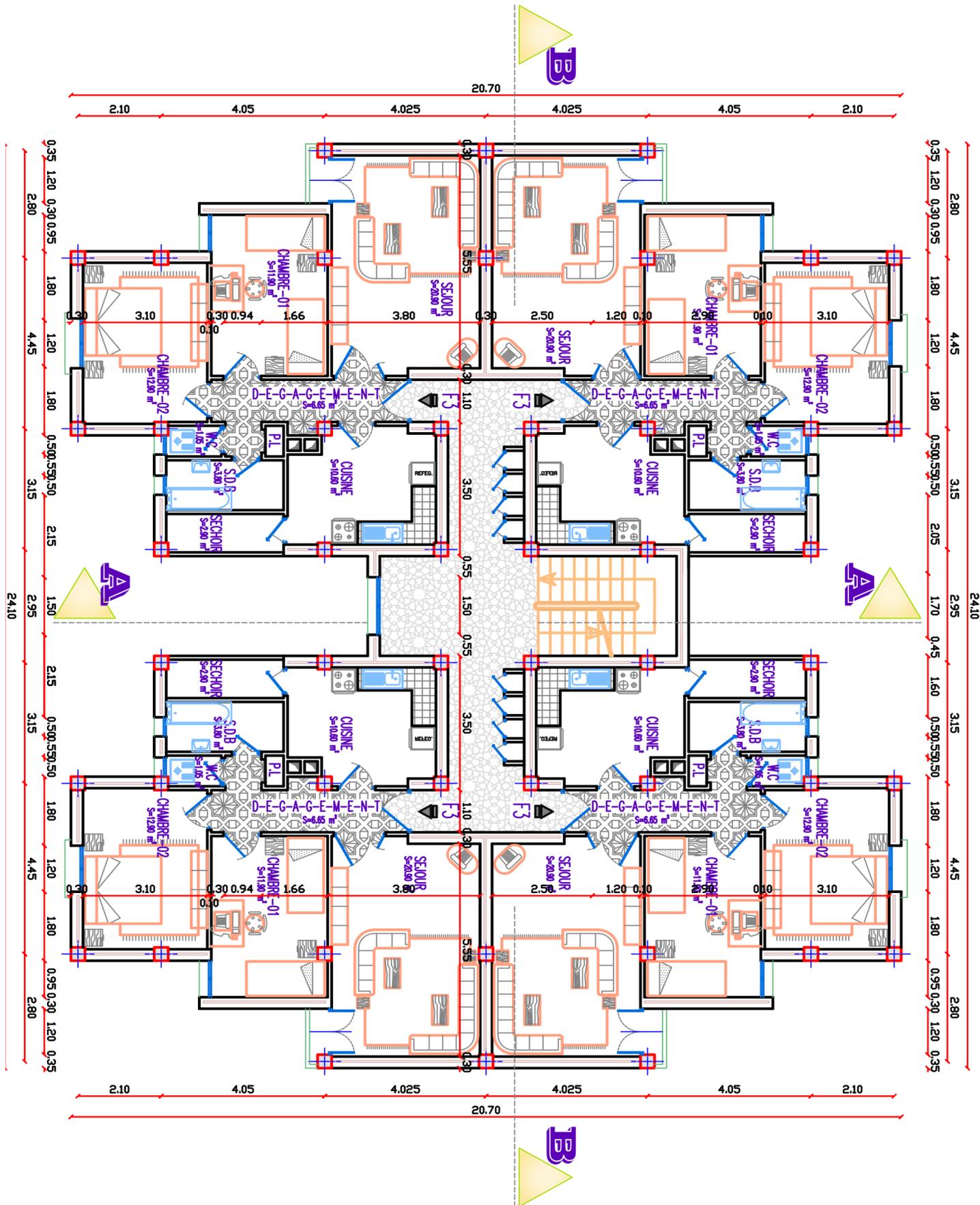


Figure I. 2 : Vue en plan de l'étage courant du bâtiment.

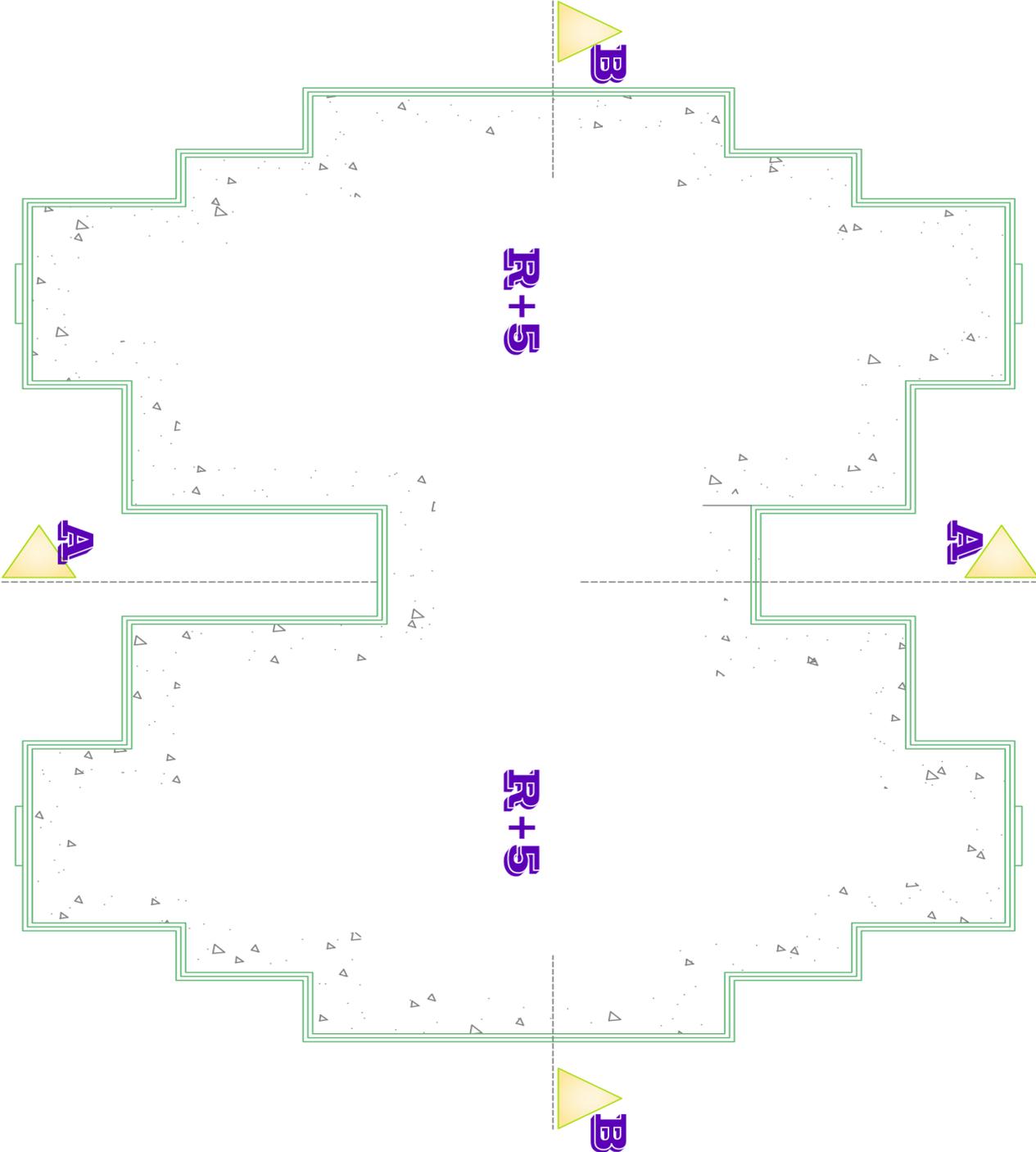


Figure I. 3 : Plan terrasse du bâtiment.

FAÇADE
Ech : 1/100

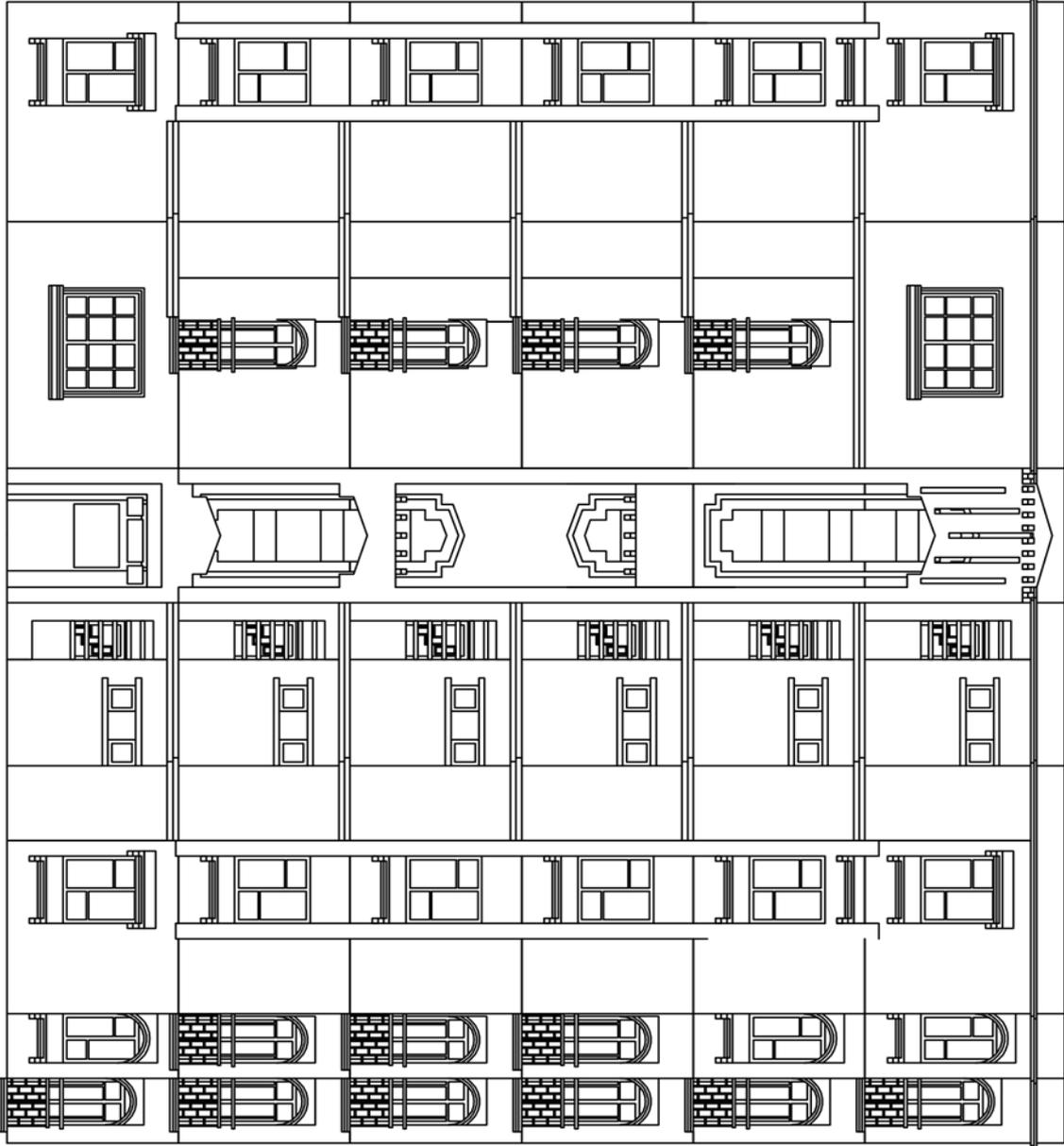


Figure I. 4 : Vue de la façade principale du bâtiment.

COUPE AA (4/PALIER)

ÉCA : 1/100

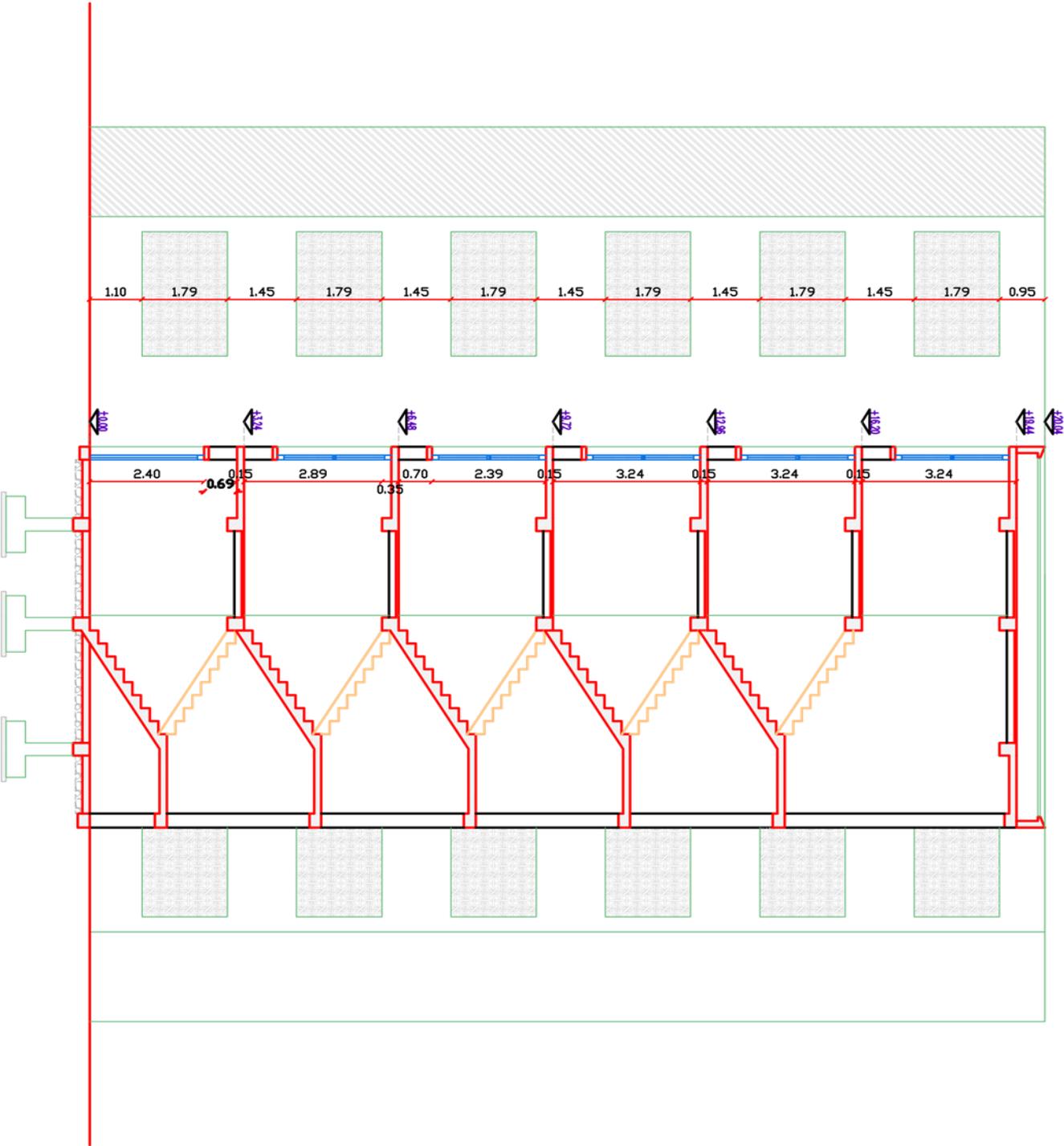


Figure I. 5 : Coupe AA.

I.4. Caractéristiques technique et géotechnique

- Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Mila est classé en Zone V (Selon RPA 99/2024). [3]
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$

I.5. Eléments de la structure

I.5.1. Planchers :

Les planchers sont des surfaces planes qui délimitent les étages d'un bâtiment, tout en soutenant les revêtements et les charges appliquées. Il existe deux types de planchers : les planchers à corps creux et les dalles pleines en béton armé. Ces éléments remplissent également les fonctions suivantes :

Résistance mécanique : ils supportent leur propre poids ainsi que les charges supplémentaires, puis transmettent ces charges aux éléments porteurs de la structure.

Isolation : ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

I.5.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux soumis à une flexion plane, conçus pour supporter et transmettre les charges aux poteaux. On distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

I.5.3. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent la résistance des charges et des surcharges parviennent des poutres, et les transmettent ensuite aux fondations.

I.5.4. Voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place. Ils jouent un double rôle : d'une part, ils transfèrent les charges verticales, et d'autre part, ils garantissent la stabilité face aux charges horizontales.

I.5.5. Escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulé sur place. Ces éléments assurent l'accessibilité d'un niveau à un autre.

I.5.6. Acrotère :

Cet élément intégré dans le plancher de la terrasse est destiné à protéger la jonction entre celui-ci et la pente contre les infiltrations d'eau pluviale, tout en assurant une fonction de garde-corps.

I.5.7. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est composée de briques creuses de la manière suivante :

- **Les murs extérieurs** sont formés de deux parois de briques creuses, l'une de 10 cm et l'autre de 15 cm d'épaisseur, avec un espace d'air de 5 cm entre elles.
- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'une épaisseur de 10 cm.

I.5.8. Revêtement :

Dans ce bâtiment, les travaux de revêtement comprennent :

- Un enduit en plâtre appliqué sur les plafonds.
- Un enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Un revêtement en carrelage pour les planchers.
- Une étanchéité multicouche imperméable pour le plancher terrasse, afin de prévenir toute infiltration des eaux pluviales

I.5.9. Balcons :

Les balcons seront construits en dalle pleine et considérés comme des éléments secondaires.

I.6. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux employés dans la construction respecteront les normes techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[2], le règlement au béton armé aux états limites BAEL 91[1] ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/2024[3].

I.6.1. Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil. Il résulte du mélange de ciment, de granulats (sable et gravillons) et d'eau de gâchage. Lorsqu'on y introduit des aciers (armatures disposées stratégiquement pour compenser les efforts de traction), on obtient du béton armé. La résistance du béton est généralement définie par sa valeur caractéristique à la compression, mesurée à 28 jours, avec une résistance typique requise de $f_{c28} = 25$ MPa.

I.6.1.1. Dosage du béton :

Un mètre cube de béton possède une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400 Kg/m³ et est composé de quantité suivante : [4]

- 350 g de cimentCPA 325.
- 400 L de sableDg ≤ 5 mm .
- 800 L de gravillon Dg ≤25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit : [1]

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.8j} F_{c28} : \text{Pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91, art A.2.1, 11)

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} F_{c28} : \text{Pour } F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante : [1]

$$F_t = 0.6 + 0.06 \times F_{cj}$$

(BAEL91, artA.2.1, 12)

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I.6.1.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à : [1]

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

(BAEL91, artA.2.1, 21)

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait). [1]

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

(BAEL91, artA.2.1, 22)

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$. On a $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$

Contraint normal

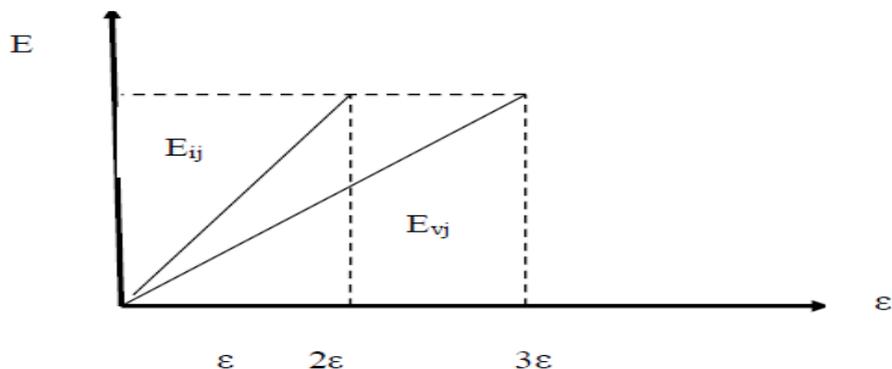


Figure I. 6 : Module de déformation instantané et différée.

I.6.1.5. Module de déformation transversale : [5]

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

$$G = \frac{E}{2(2\nu+1)} \text{ (module de glissement)}$$

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$$G_{Els} = 18493.45$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson (ν) par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinl}}$$

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta l}{l_0}} = \frac{\epsilon_i}{\epsilon_l}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.2.

I.6.1.6. Contrainte limite : [5]

A. Etat limite ultime

- **Contrainte ultime de compression**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

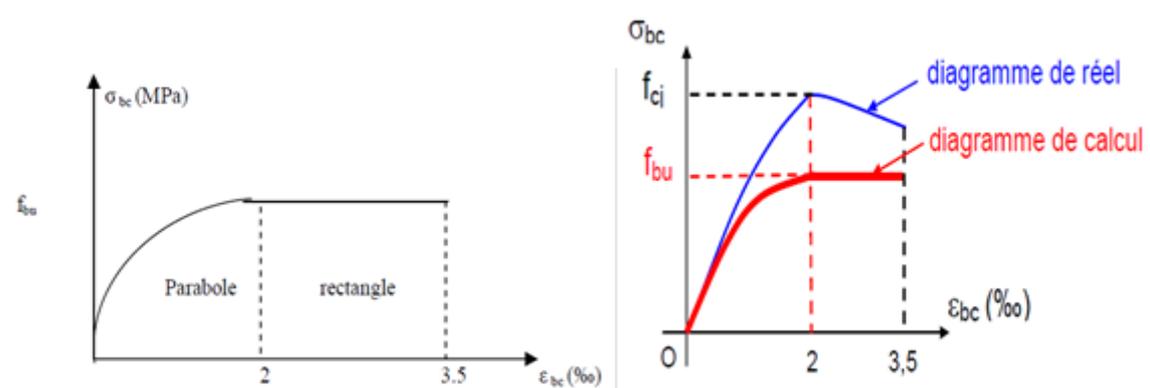


Figure I. 7 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.2$ en situations accidentelles.

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

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$f_{bu} = 14.17$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$.

$f_{bu} = 17.71$ MPa pour : $\gamma_b = 1,2$.

• **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa donc :

$\tau_{adm} = 3.33$ MPa fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.5$ MPa fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

B. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

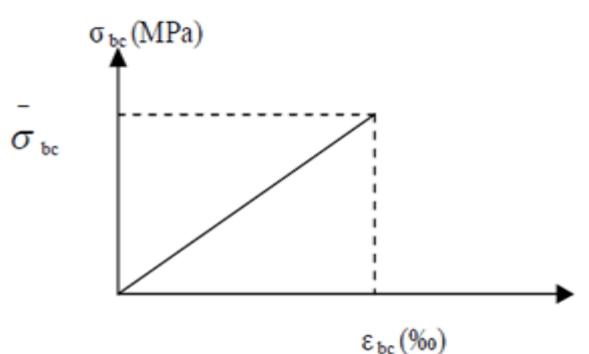


Figure I. 8 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

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

I.6.2. Acier :

L'acier est un alliage composé principalement de fer et d'un faible pourcentage de carbone. Il joue un rôle essentiel dans l'absorption des efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux catégories principales d'acier :

- Aciers doux ou mi-durs : contenant entre 0.15 % et 0.25 % de carbone.
- Aciers durs : contenant entre 0.25 % et 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est généralement estimé à $E_s = 200\ 000$ MPa.

I.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisées

Tableau I. 1 : f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
F_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

I.6.2.2. Contraintes limites de calcul :

- **ELU** : [4]

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

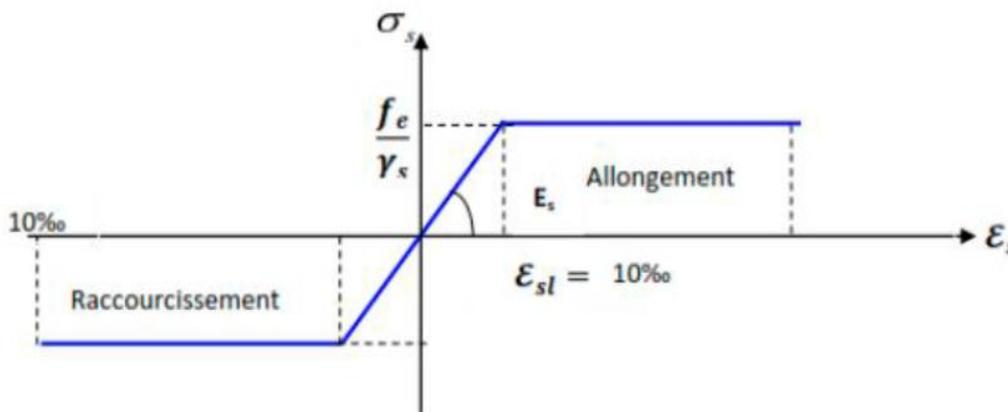


Figure I. 9 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.

$\gamma_s = 1.15$ pour une situation durable

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle

ϵ_s = Allongement relatif

$E_s = 210000$ MPA

Pour notre cas :

$\bar{\sigma}_s = 348$ MPa → pour situation durable.

$\bar{\sigma}_s = 400$ MPa → situation accidentelle.

- **ELS** :

La limitation des ouvertures des fissures est en fonction des contraintes dans les armatures, donc la valeur de ($\bar{\sigma}_s$) est donnée selon le type de la fissuration.

- **Fissuration peu nuisible** :(BAEL91Art A-4.5.32) [1].

L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte ($\bar{\sigma}_s = f_e$).

- **Fissuration préjudiciable** : (BAEL91Art A-4.5.33) [1] .

Si l'élément exposé aux intempéries, la contrainte est limitée à : $\min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$

- **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91Art A-4.5.34) [1].

Si l'élément exposé à un milieu agressif, la contrainte est limitée à : $\min (1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

I.6.2.3. Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21) [1]

$\Psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

I.6.2.4. Coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [2]

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec :

$$n = E_s/E_b = 15$$

n : Coefficient d' équivalence

I.6.2.5. Enrobage (protection de l'acier) :

L'enrobage des armatures désigne la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (comme les cadres, étriers, épingles, armature de peau, etc.). Il doit être suffisant pour assurer la protection de l'acier contre la corrosion, garantir une résistance au feu adéquate et permettre une bonne transmission des efforts d'adhérence. Ainsi, les exigences suivantes en matière d'enrobage doivent être respectées :

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 5$ cm : pour les éléments en contact avec des liquides (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \leq 5$ cm : pour les parois situées dans des locaux. [4]

I.6.3. Action et sollicitation : [6]

I.6.3.1. Actions :

a) Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes sont caractérisées par une intensité stable ou légèrement variable au fil du temps. Elles incluent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixes, comme les cloisons dans les bâtiments ou les machines dans les constructions industrielles.
- Le poids des poussées exercées par les terres ou la pression des liquides. Les déformations imposées à la structure.

b) Actions variables (Q) :

Les actions variables se caractérisent par une intensité qui fluctue considérablement au fil du temps. Elles incluent notamment :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques, telles que la neige et le vent.
- Les effets thermiques.

c) Actions accidentelles (f_a) :

Il s'agit de phénomènes qui surviennent de manière rare et ont une durée d'effet limitée, tels que :

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

d) Combinaisons de calcul :

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

❖ **Situations durables :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q.$$

$$\text{ELS} : G + Q.$$

❖ **Situations accidentelles :**

- $G+0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $G+0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$
- $G+0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
- $G+0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$
- $G+0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$
- $G + 0.2Q \pm 1.3E_x$
- $G + 0.2Q \pm 1.3E_y$
- $G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_x$
- $G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_y$
- $G + 0.2Q \pm 1.4E_x$
- $G + 0.2Q \pm 1.4E_y$

I.6.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations correspondent aux forces (telles que l'effort normal, l'effort tranchant, le moment de flexion et le moment de torsion) générées par une combinaison d'actions spécifiques.

I.7. Conclusion

Le bon fonctionnement d'une structure repose en grande majorité sur la performance individuelle de chaque élément constitutif. Cela nous incite à analyser chaque composant soigneusement, en garantissant sa stabilité, ce qui assurera de son tour la stabilité globale de la structure. Une fois tous les éléments de la structure soient étudiés séparément, nous passons à la deuxième phase concernant l'ensemble du bâtiment. La première étape consiste alors à effectuer un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, ce qui fait l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour qui ils soient capables de reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations à savoir :

- Les sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Les sollicitations horizontales généralement d'origine sismique et reprises par les éléments de contreventement.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2024.

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux et à transmettre aussi les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour le bâtiment fait l'objet de notre étude, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur des planchers de type corps creux doit satisfaire la condition de la flèche suivante d'après le C.B.A.93 [B.6.8.2.4] : [2]

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

h_t : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$L_{max} = 4.05$ m

$$h_t \geq \frac{405}{22.5}$$

$$h_t \geq 18$$

Donc on adopte : $h_t = 20$ cm (Une dalle de compression de 4 cm et des Corps creux de 16 cm).

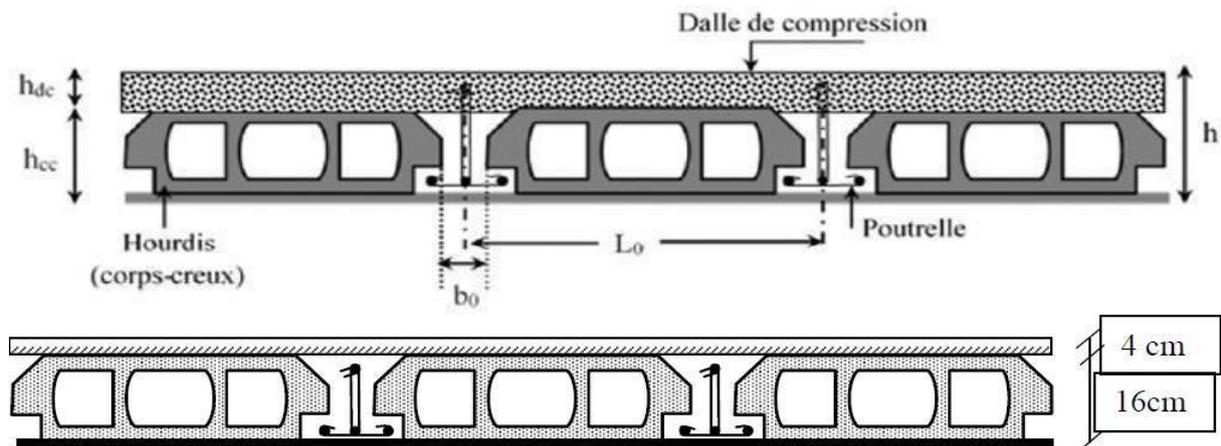


Figure II. 1 : Plancher à corps creux.

II.2.1.2. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme illustrent les étapes suivantes :

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \quad h_t = (08 \text{ à } 12)$$

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

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_{max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{max} = 405 \text{ cm}$).

Tel que :

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{405}{10}\right) = \min(27,5; 40,5) \text{ cm}$$

On adopte :

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

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

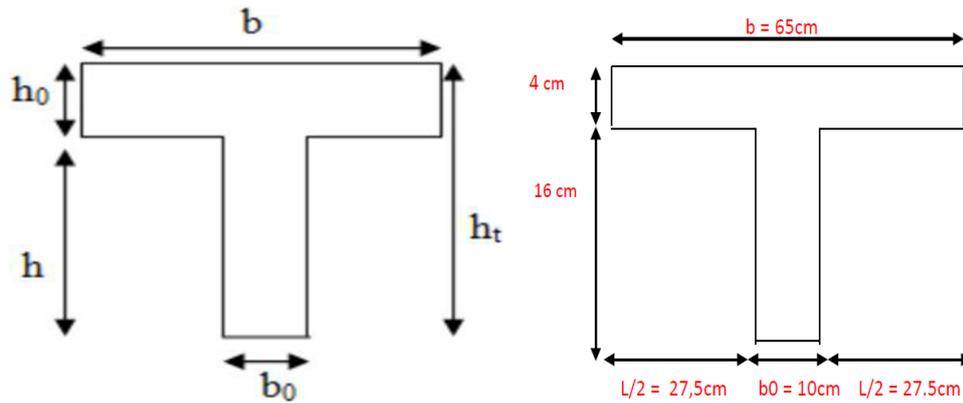


Figure II. 2 : Poutrelle.

II.2.1.3. Dalle pleine

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer sur deux, trois ou 4 appuis soit des poutres, poutrelles ou des murs. Son épaisseur est déterminée selon les conditions ci-après : [4]

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.

b) Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées dépendent de nombre des appuis :

- Pour une dalle sur un seul appui

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

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

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons trois types de dalle :

- **Reposant sur un seul appui $L_x = 0.48\text{m}$**

$$e \geq 2.4$$

- **Reposant sur deux appuis $L_x = 1.43\text{m}$**

$$4.09 < e < 4.77$$

- **Reposant sur trois appuis $L_x = 1.83$**

$$3.66 < e < 4.58$$

Afin de satisfaire les deux conditions, on adopte une épaisseur de **15 cm**.

II.2.2. Escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

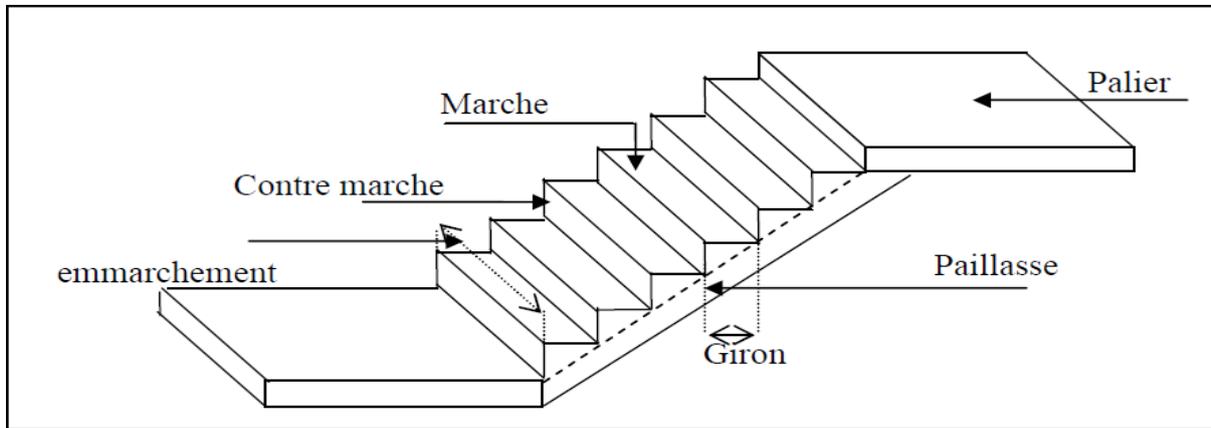


Figure II. 3 : Schéma d'un escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** : $59 < g + 2h < 66$. [5]

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.

Soit : $H = 1.62 \text{ m}$ $L = 2.90 \text{ m}$.

$$g+2h \approx 64 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} = 64$$

$$64n^2 - (64 + L + 2H)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - 678n + 324 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 10$ contres marches.

Donc on aura : 9 marches

On adopte :

$h = 16 \text{ cm} = 0.16 \text{ m}$ et $g = 32 \text{ cm} = 0.32 \text{ m}$

➤ **Inclinaison de la paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{1.62}{2.9} = 0.56$$

$$\alpha = 29.24^\circ$$

➤ **La longueur de la paillasse (Lv)**

$$L_v = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.62}{\sin 29.24} = 3.32 \text{ m}$$

➤ **L'épaisseur de la paillasse**

$$L = L_v + L_p = 3.32 + 1.02 = 4.34 \text{ m}$$

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

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

$$14.47 \text{ cm} \leq e \leq 21.7 \text{ cm}$$

Soit : **e = 18 cm**. On adopte la même épaisseur pour le palier et la paillasse.

II.2.3. Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale, son rôle le plus déterminé est de garantir la sécurité totale au niveau de la terrasse, donc il forme un écran pour toute chute.

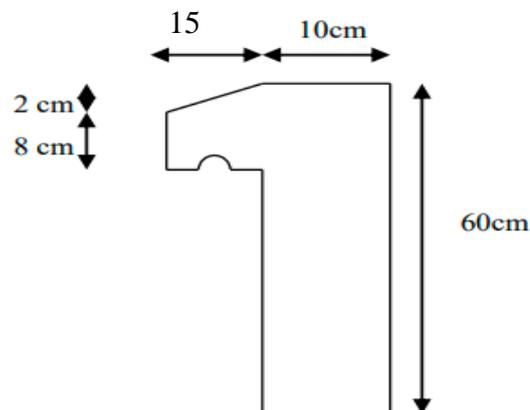


Figure II. 4 : Schéma statique de l'acrotère.

II.3. Pré-dimensionnement des éléments principales

II.3.1. Poutre

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon le BAEL 91 [1] et en satisfaisant les conditions de RPA99 version 2024. [3]

II.3.1.1. Poutres principales

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

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

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 4.45$ m).

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10}$$

$29.67 \leq h_t \leq 44.5$ donc on adopte : **$h = 40$ cm. $b = 30$ cm**

Vérification :

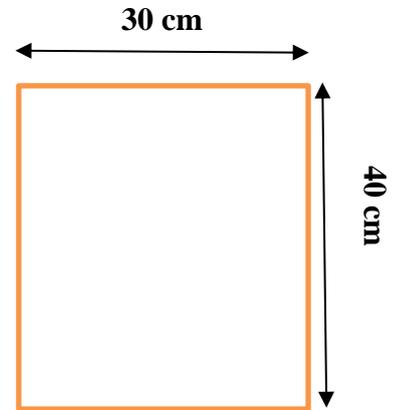
On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2024) [3] comme la suite :

$b \geq 25$ cm $\rightarrow b = 30$ cm > 25 cm vérifiée.

$h \geq 30$ cm $\rightarrow h = 40$ cm > 30 cm vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre principale une section de (30*40) cm².



II.3.1.2. Poutres secondaires

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

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

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 4.05$ m).

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10}$$

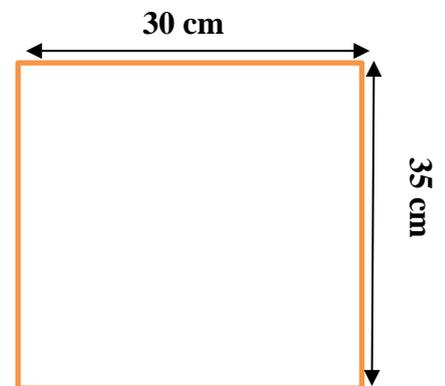
$27 \leq h_t \leq 40.5$ Donc on adopte : **$h = 35$ cm. $b = 30$ cm**

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2024) [3] :

$b \geq 25$ cm $\rightarrow b = 30$ cm > 25 cm vérifiée.

$h \geq 30$ cm $\rightarrow h = 35$ cm > 30 cm vérifiée



$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc on adopte pour la poutre secondaire une section de (30*35) cm².

II.3.2. Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en compression simple et en fonction des sollicitations de calcul à l'ELU. D'après les conditions de RPA 99/V 2024 Art 7.4.1[3].

La zone sismique est la zone V, donc il faut vérifier les trois conditions suivantes :

$$\text{Min}(b; h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq \frac{l_{cl}}{20}$$

$$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

On propose : (35×35) cm²..... RDC et (1, 2, 3, 4,5eme étages)

Vérification : (RPA99 /V2024-art-7.4.1) [3].

- $\text{Min}(b; h) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Min}(35; 35) = 35 > 30\text{cm} \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{l_{cl}}{20} = \frac{324-40}{20} = 14.2 \rightarrow \text{Min}(35; 35) = 35 > 14.2 \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{35}{35} = 1 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots \dots \text{CV}$

Les trois conditions signalées ci-dessus sont vérifiées, donc on admit les dimensions des poteaux rectangulaires tels que : **b = 35 , h =35**

II.3.3. Voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

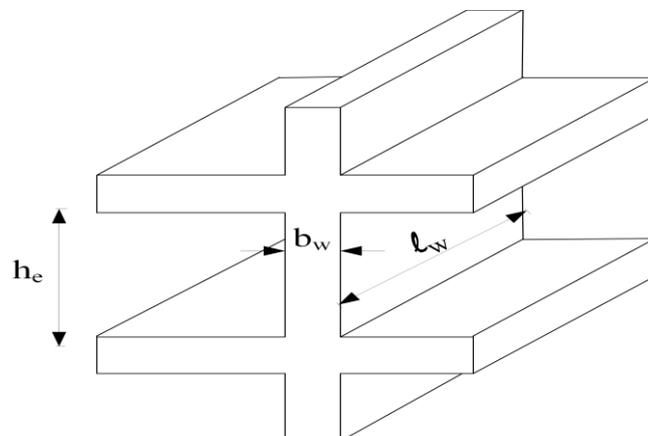


Figure II. 5 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.

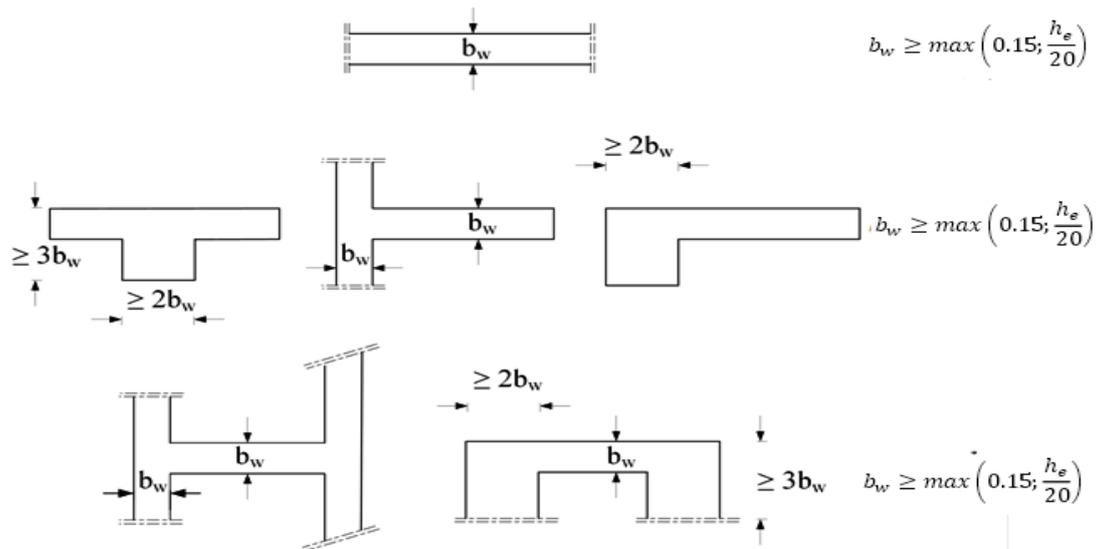


Figure II. 6 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

D’après l’article 7.7.1 du R.P.A99 version 2024 [3] les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1 \text{ m}\right) \\ b \geq \max\left(0.15; \frac{h_e}{20}\right) \end{cases}$$

Avec :

L_w : longueur du voile.

h_e : Hauteur libre d’étage.

A partir de la hauteur d’étage $H = 3.24 \text{ m}$, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d’étage $h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.24 - 0.40 = 2.84 \text{ m}$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{284}{20} = 14.2 \text{ cm}$$

$$b_w \geq \max(15; 14.2) \rightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte :

$b_w = 20 \text{ cm}$ pour R.D.C et étage courant.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement, la largeur minimale doit être :

$$L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1 \text{ m}\right) \text{ (donc on adopte : } L_w \geq 100 \text{ cm)}$$

On a : **$L_w = 160 \text{ cm}$** Cv.

II.4. Évaluation et descente de charge

II.4.1. Évaluation des charges et surcharges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR B.C.2.2[7], les tableaux suivants résument les différents résultats obtenus :

II.4.1.1. Plancher terrasse

$$G = \rho e$$

ρ : Poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

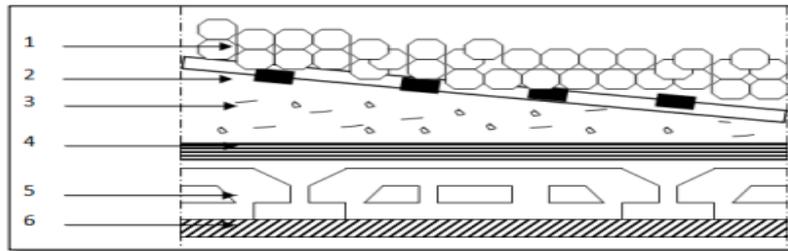


Figure II. 7 : Plancher terrasse à corps creux.

Tableau II. 1 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique	0.04	1	0.04
5	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente total				G= 6.65
Surcharge d'exploitation				Q=1

II.4.1.2. Plancher (étage courant)

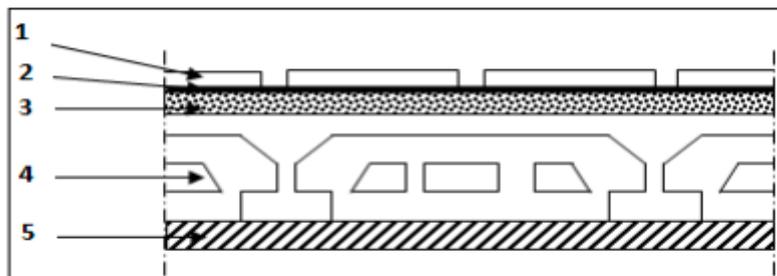


Figure II. 8 : Plancher étage.

Tableau II. 2 : Charge pour plancher (étage courant).

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation interne	0.01	100	1
Charge Permanente total				G=5.2
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

II.4.1.3. Dalle plaine (Balcon Etage Courant)

Tableau II. 3 : Évaluation des charges du balcon Etage Courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente total				G=5.31
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

II.4.1.4. Dalle plaine (Balcon Terrasse)

Tableau II. 4 : Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique en liège	0.04	1	0.04
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge Permanente total				G = 7.60
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

II.4.1.5. Murs Extérieurs

Tableau II. 5 : Charge permanents des murs extérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.02	22	0.44
2	Brique creux de 15	0.15	9	1.35

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges

3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creux de 10	0.1	9	0.9
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.015	10	0.15
Charge Permanente total				G=2.84

II.4.1.6. Murs intérieurs

Tableau II. 6 : Charge permanents des murs intérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge Permanente total				G=1.2

II.4.1.7. Escaliers

1. Palier

Tableau II. 7 : Évaluation des charges du palier.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge Permanente total				G=5.90
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

2. Paillasse

Tableau II. 8 : Évaluation des charges du Paillasse.

N°	Eléments		Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	horizontale	0.02	22	0.44
		verticale	0.02(h/g)	22	0.22
2	Mortier de Pose	horizontale	0.02	20	0.4
		verticale	0.02(h/g)	20	0.2
3	Lit de sable		0.02	18	0.36
4	Paillasse		0.18cos29.24	25	3.93
5	Marche		0.16 /2	25	2
6	Enduit de ciment		0.02/cos29.24	10	0.23
7	Gard corps		/	/	0.6
Charge Permanente total					G=8.38
Surcharge d'exploitation					Q=2.5

II.4.1.8. Acrotère

La surface :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + [(0.15 \times 0.02) / 2]$$

$$S = 0.0735 \text{m}^2$$

Tableau II. 9 : Evaluation des charges de l'acrotère.

N°	Eléments	Charges(KN/m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	0.27
2	Poids propre de l'acrotère	1.84
3	Enduit de ciment intérieur	0.27
Charge Permanente total		G=2.38

II.4.2. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.4.2.1. Surcharges différentes selon la loi de dégression :

- Sous terrasse Q₀.
- Sous étage 1 Q₀+Q₁.
- Sous étage 2 Q₀ +0.95 (Q₁ + Q₂).
- Sous étage 3 Q₀ +0.90 (Q₁ + Q₂ + Q₃).
- Sous étage 4 Q₀ + 0.85 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄).
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2.n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour n ≥ 5

Tableau II. 10 : Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	Nq ₀ =1	1.00
4	Nq ₁ =q ₀ +q ₁	2.50
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)	6.10
RDC	Nq ₅ =q ₀ +0.80 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅)	7.00

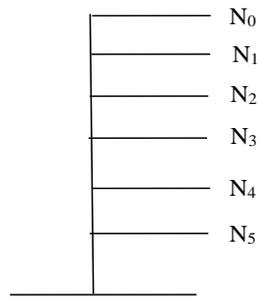


Figure II. 9 : Schéma statique de la descente de charge.

II.4.2.2. Poteau le plus sollicité :

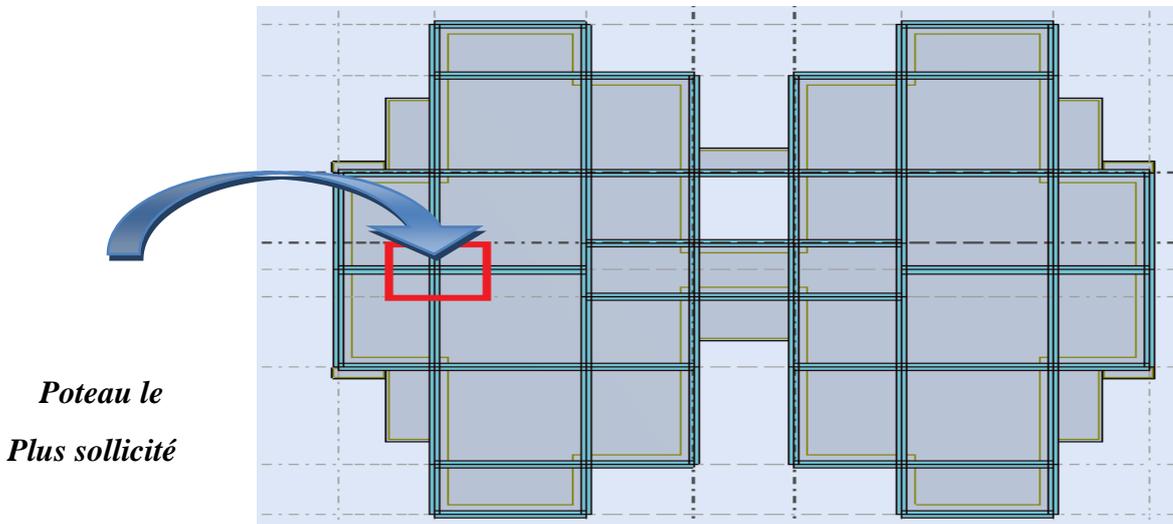


Figure II. 10 : Vue en plan poteau le plus sollicité.

➤ Surface afférente

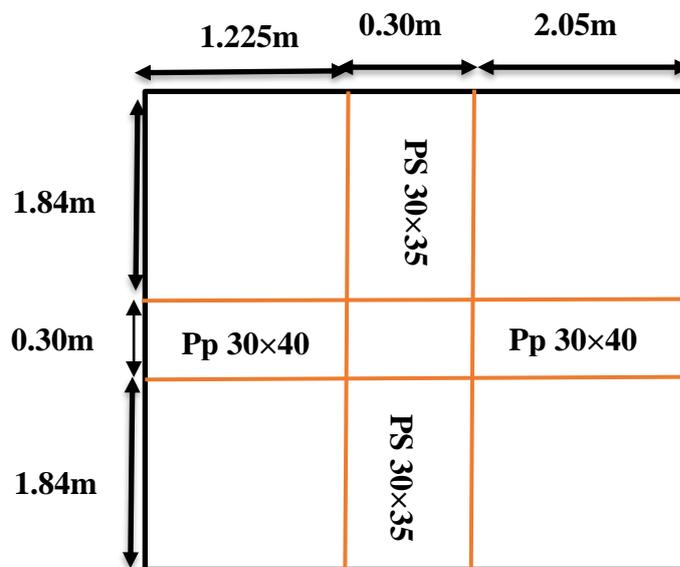


Figure II. 11 : Surface afférente du poteau.

$$S = (1.225 + 2.05) (1.84 + 1.84) = 12.05 \text{ m}^2$$

➤ **Charges et surcharges**

Plancher terrasse :

• $G=12.05 \times 6.65 = 80.13 \text{ KN}$

• $Q=12.05 \times 1 = 12.05 \text{ KN}$

Plancher étage courant :

• $G=12.05 \times 5.2 = 62.66 \text{ KN}$

• $Q=12.05 \times 1.5 = 18.075 \text{ KN}$

Les poutres :

• $G_{pp}=3.275 \times 0.30 \times 0.4 \times 25 = 9.83 \text{ KN}$

• $G_{ps}=3.68 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 9.66 \text{ KN}$

Poteau :

$$G_{pot} = s \times 25 \times h_e$$

Tableau II. 11 : Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	Section de Poteau	La surface du poteau (S)	Poids de Poteau
RDC 1 ^{ème} - 2 ^{ème} - 3 ^{ème} - 4 ^{ème} - 5 ^{ème}	35×35	0.123	0.123×25×3.24=9.96

Mur intérieure étage courant et RDC :

$$G_{mur} = (1.225 + 2.05) \times (3.24 - 0.40) \times 1.2 = 11.16 \text{ KN}$$

Tableau II. 12 : Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse	80.13	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	9.83	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.66	
	Poteau (35 x 35) cm ²	9.96	
	Total	109.58	12.05
N ₁	Venant N ₀	109.58	
	Plancher étage	62.66	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	9.83	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.66	
	Mur intérieure	11.16	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.96	
Total	212.85	30.13	
N ₂	Venant N ₁	212.85	
	Plancher étage	62.66	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	9.83	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.66	
	Mur intérieure	11.16	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.96	

	Total	316.12	46.39
N ₃	Venant N ₂	316.12	
	Plancher étage	62.66	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	9.83	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.66	
	Mur intérieure	11.16	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.96	
	Total	419.39	60.85
N ₄	Venant N ₃	419.39	
	Plancher étage	62.66	
	G _{pp} (30 x 40) cm ²	9.83	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.66	
	Mur intérieure	11.16	
	Poteau (35x 35) cm ²	9.96	
	Total	522.66	73.51
N ₅	Venant de N ₄	522.66	
	Plancher étage	62.66	
	G _{pp} (30x 40) cm ²	9.83	
	G _{ps} (30 x 35) cm ²	9.66	
	Mur intérieure	11.16	
	Total	G=625.93	Q=84.35

II.4.3. Vérifications nécessaires

- **Poteau RDC :**

L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 625.93 + 1.5 \times 84.35 = \mathbf{971.53KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

Nu de 10 % tel que : Nu= 1.10x (1.35G+1.5Q).

Donc Nu= 1.10 x971.53=**1068.68 KN**.

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : B : Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1068.68 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.07\text{m}^2$$

On a : B = 0.123 m²

B= 0.123 m²> 0.07 m² Condition vérifiée.

Vérification au flambement :

D'après le BAEL91 et le règlement parasismique algérien v 2024 on doit vérifier ce qui suit :

$$Nu \leq \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}$$

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

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

On calcule l'élançement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

L_o : Longueur de poteau.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

$$L_f = 0.7 \times L_o = 0.7 \times 3.24 = 2.268m$$

$$B = 0.123 \text{ m}^2$$

$$I = 1.25 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.123}} = 0.10$$

$$\lambda = \frac{2.268}{0.10} = 22.68 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.9}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.78$$

D'après le règlement parasismique algérien v 2024 :

$A_s = 0.8\% * B_r$ Zones I et II

$A_s = 0.9\% * B_r$ Zone III

$A_s = 1.0\% * B_r$ Zones IV, V et VI

$$Br \geq \frac{1068.68 \times 10^{-3}}{0.78 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$Br \geq 0.062$$

Nous avons :

$$Br = (35 - 2) \times (35 - 2) \times 10^{-4} = 0.109\text{m}^2$$

$0.109 \text{ m}^2 > 0.062 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.5. Conclusion

Dans cette partie, l'ensemble des éléments de la structure ont été pré-dimensionnés selon les différents règlements précités. Le dimensionnement et les sections obtenus restent temporaires en attendant le calcul dynamique et ses vérifications ce qui fait l'objectif du chapitre cinq.

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 :

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

III.2. Planchers

III.2.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Nous avons adopté des planchers en corps creux pour notre bâtiment qui ont pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure et par conséquent un facteur prépondérant en termes d'économie.

III.2.2. Calcul des poutrelles

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T).

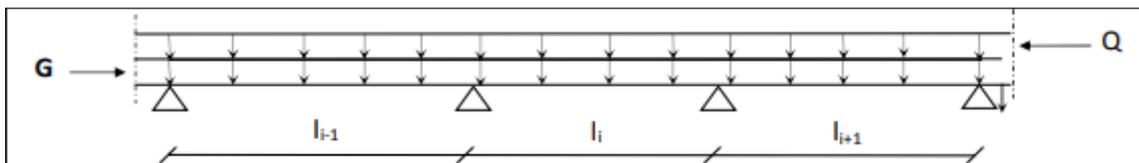


Figure III. 1 : Schéma statique de poutrelle.

III.2.3. Différents types des poutrelles

Dans le cas de notre projet, on a plusieurs types de poutrelles à étudier :

Type 01

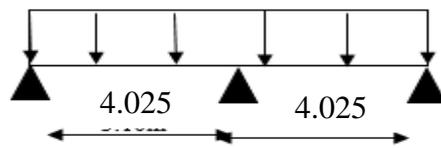


Figure III. 2 : Schéma de poutrelle (02 travée)

Type 02

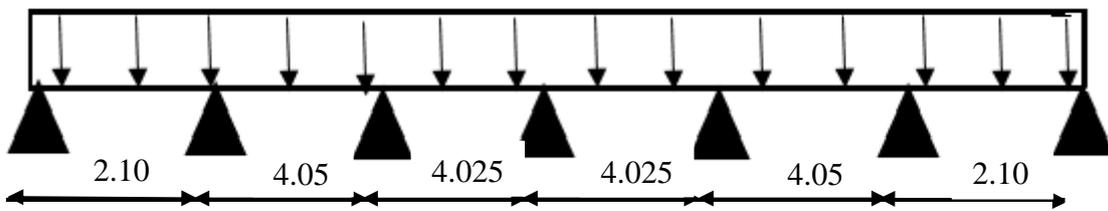


Figure III. 3 : Schéma de poutrelle (6 travées).

Type 03

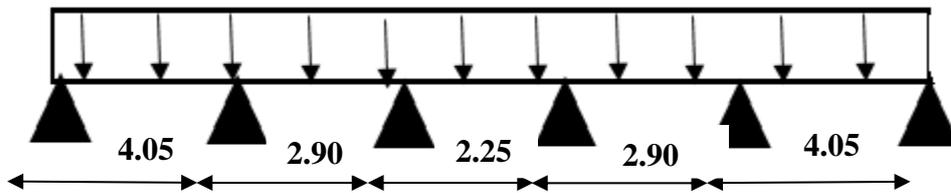


Figure III. 4 : Schéma de poutrelle (05 travée).

Type 04

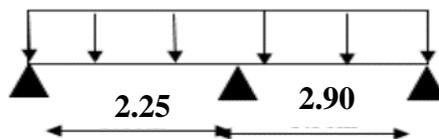


Figure III. 5 : Schéma de poutrelle (02 travée).

Type 05

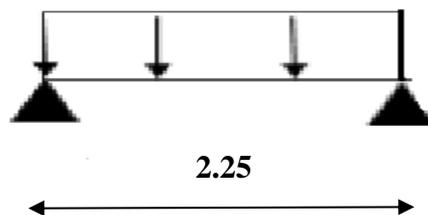


Figure III. 6 : Schéma de poutrelle (01 travée)

III.2.4. Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot ou Caquot minorée.

III.2.4.1. Méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Art E.1) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G; 5\text{KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue.

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

➤ Principe de la méthode forfaitaire

- **Moments fléchissant**

1. En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

- **Pour les travées de rive :**

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- **Pour les travées intermédiaires**

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Avec : $M_0 = \frac{pL^2}{8}$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

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

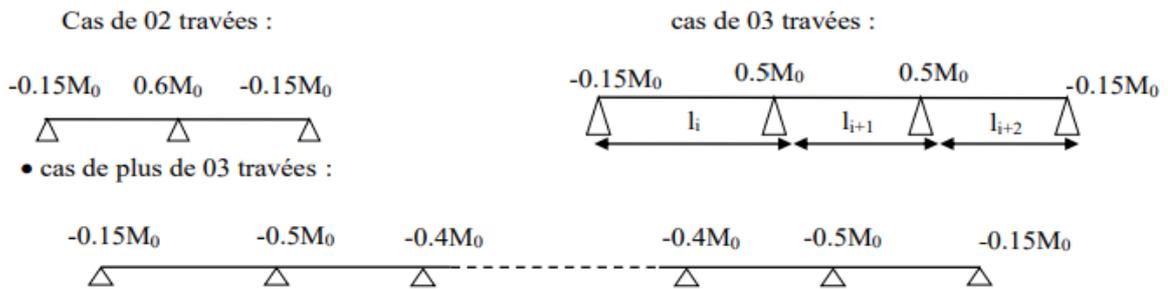
M_t : Moment en travée de la travée considérée.

L_i : Portée de la travée.

2. En appui

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0.15M_0$



• **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

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 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

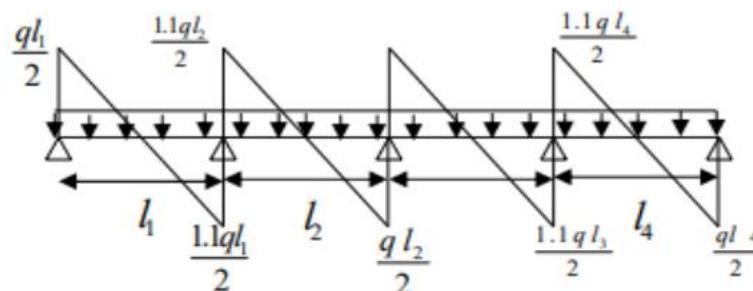


Figure III. 7 : Diagramme des efforts tranchants.

III.2.4.2. Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Principe de la méthode Caquot**

- **Calcul des moments**

1. En travée

$$M_t(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right) \quad ; \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$\mu(x) = \frac{q \times x}{2} (L - x)$$

Q : la charge permanente à l'ELU

x : abscisse de la valeur max du moment en travée

2. En appui

$$M_a = - \frac{q_w \times L'w^3 + q_e \times L'e^3}{8.5(L'w + L'e)}$$

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8 L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

- **Effort tranchant**

$$V_i = \pm \frac{qL}{2} - \frac{M_e - M_w}{L}$$

III.2.4.3. Méthode de Caquot minorée

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

$$G' = 2/3 G.$$

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G.

III.2.5. Evaluation des charges

a) plancher terrasse

$$G = 6,65 \times 0,65 = 4,32 \text{ KN /ml} ; Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,65 \times 0,65 = 2,88 \text{ KN /ml}$$

b) plancher étage courant

$$G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN /ml} ; Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,20 \times 0,65 = 2,25 \text{ KN /ml}$$

III.2.6. Choix de la méthode de calcul

III.2.6.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

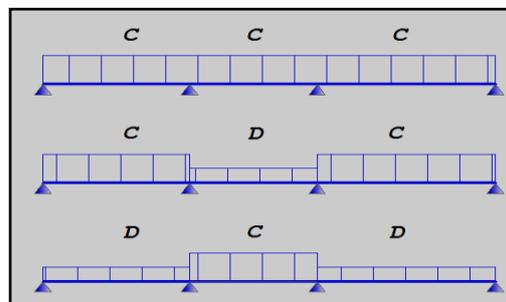
- $Q = 1,5 \text{ KN / m}^2 \leq \min (2G = 13,3 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{ CV}$
- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité. $I = \frac{bh^3}{12} = \text{Constant} \dots\dots\dots \text{CV}$
- Le rapport entre deux (02) travées successives
 $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{2,10}{4,05} = 0,52 \leq 0,8 \dots\dots\dots \text{ CNV}$
- la fissuration peu préjudiciable..... CV

On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot minoré parce que la méthode forfaitaire n’est pas applicable, car la 3ème condition n’est pas vérifiée.

III.2.6.2. Définition des trois cas de charge

À prendre en compte chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3. à l’ELU $C=1.35g+1.5q$ et $D= 1.35g$ et à l’ELS

$C = g + q$ et $D = g$



Cas 1 : CCC M_w et M_e Maximums

Cas 2 : DCD M_t Maximum

Cas 3 : CDC M_t Minimum

Figure III. 8 : Définition des trios cas de charge.

III.2.7. Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles

❖ Calcul des sollicitations

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$
- ELS: $q_{ser} = G+Q$

Tableau III. 1 : Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35G+1.5Q	1.35 G	G + Q	G
Terrasse inaccessible	4.32	0.65	6.81	5.83	4.97	4.32
Etage courant	3.38	0.98	6.03	4.56	4.36	3.38
	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35 G'+1.5Q	1.35 G'	G' + Q	G'
Terrasse inaccessible	2.88	0.65	4.86	3.89	3.53	2.88
Etage courant	2.25	0.98	4.51	3.22	3.23	2.25

III.2.8. Calcul plancher terrasse inaccessible

Tableau III. 2 : Moment aux appuis (poutrelle type 01terrasse inaccessible).

1 ^{er} cas de chargement : CC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A	/	6.81	/	4.97	/	4.025	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.81	6.81	4.97	4.97	4.025	4.025	-12.98	-9.47	-9.26	-6.73
C	6.81	/	4.97	/	4.025	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DC										
A	/	4.56	/	4.32	/	4.025	0.00	0.00	0.00	0.00
B	4.56	6.81	4.32	4.97	4.025	4.025	-12.05	-8.85	-8.34	-6.11
C	6.81	/	4.97	/	4.025	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CD										
A	/	6.81	/	4.97	/	4.025	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.81	4.56	4.97	4.32	4.025	4.025	-12.05	-8.85	-8.34	-6.11
C	4.56	/	4.32	/	4.025	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 3 : Moment en travée (poutrelle type 01terrasse inaccessible).

Travée	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
	A-B	1.54	1.54	8.06	5.89	1.50	1.50	6.55	4.88	1.57	1.57	8.42
B-C	2.49	2.49	8.06	5.89	2.45	2.45	8.42	6.13	2.53	2.52	6.55	4.88

Tableau III. 4 : Efforts tranchants (poutrelle type 01terrasse inaccessible).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
A	0.00	11.40
B	-16.01	16.01
C	-11.40	0.00

Tableau III. 5 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCCC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
D	/	6.81	/	4.97	/	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.81	6.81	4.97	4.97	2.10	3.24	-6.49	-4.74	-4.63	-3.37
A	6.81	6.81	4.97	4.97	3.24	3.22	-8.36	-6.10	-5.97	-4.33
B	6.81	6.81	4.97	4.97	3.22	3.22	-8.31	-6.06	-5.93	-4.31
C	6.81	6.81	4.97	4.97	3.22	3.24	-8.36	-6.10	-5.97	-4.33
F	6.81	6.81	4.97	4.97	3.24	2.10	-6.49	-4.74	-4.63	-3.37
G	6.81	6.81	4.97	4.97	2.10	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DCDCDC										
D	/	4.56	/	4.32	/	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00
E	4.56	6.81	4.32	4.97	2.10	3.24	-6.29	-4.61	-4.44	-3.23
A	6.81	4.56	4.97	4.32	3.24	3.22	-7.76	-5.71	-5.38	-3.94
B	4.56	6.81	4.32	4.97	3.22	3.22	-7.71	-5.67	-5.34	-3.91
C	6.81	4.56	4.97	4.32	3.22	3.24	-7.75	-5.70	-5.36	-3.93
F	4.56	6.81	4.32	4.97	3.24	2.10	-5.76	-4.25	-3.91	-2.88

G	6.81	/	4.97	/	2.10	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CDCDCD										
D	/	6.81	/	4.97	/	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.81	4.56	4.97	4.32	2.10	3.24	-5.76	-4.25	-4.43	-2.88
A	4.56	6.81	4.32	4.97	3.24	3.22	-7.75	-5.70	-4.60	-3.93
B	6.81	4.56	4.97	4.32	3.22	3.22	-7.71	-5.67	-5.00	-3.91
C	4.56	6.81	4.32	4.97	3.22	3.24	-7.76	-5.71	-5.38	-3.94
F	6.81	4.56	4.97	4.32	3.24	2.10	-6.29	-4.61	-4.44	-3.23
G	4.56	/	4.32	/	2.10	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 6 : Moment en travée (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).

Travées	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
	D-E	0.60	0.60	1.21	0.88	0.54	0.54	0.84	0.63	0.65	0.64	1.43
E-A	1.96	1.96	6.55	4.78	1.97	1.97	6.95	5.04	1.94	1.94	5.22	3.90
A-B	2.01	2.01	5.46	3.98	2.01	2.01	4.07	3.06	2.01	2.01	6.06	4.38
B-C	2.01	2.01	5.46	3.98	2.01	2.01	6.06	4.38	2.01	2.01	4.07	3.06
C-F	2.09	2.09	6.55	4.78	2.11	2.11	5.22	3.90	2.08	2.08	6.95	5.04
F-G	1.50	1.50	1.21	0.88	1.45	1.46	1.43	1.03	1.56	1.56	0.84	0.63

Tableau III. 7 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 terrasse inaccessible).

appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
D	0.00	4.95
E	-9.36	13.46
A	-14.12	13.72
B	-13.70	13.70
C	-13.72	14.12
F	-13.46	9.36
G	-4.95	0.00

Tableau III. 8 : Moment aux appuis (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
E	/	6.81	/	4.97	/	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00
A	6.81	6.81	4.97	4.97	4.05	2.32	-9.93	-7.24	-7.08	-5.15
H	6.81	6.81	4.97	4.97	2.32	1.8	-3.56	-2.60	-2.54	-1.85
I	6.81	6.81	4.97	4.97	1.8	2.32	-3.56	-2.60	-2.54	-1.85
C	6.81	6.81	4.97	4.97	2.32	4.05	-9.93	-7.24	-7.08	-5.15
F	6.81	/	4.97	/	4.05	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DCDCD										
E	/	4.56	/	4.32	/	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00
A	4.56	6.81	4.32	4.97	4.05	2.32	-8.72	-6.45	-5.89	-4.35
H	6.81	4.56	4.97	4.32	2.32	1.8	-3.40	-2.49	-2.38	-1.74
I	4.56	6.81	4.32	4.97	1.8	2.32	-3.40	-2.49	-2.38	-1.74
C	6.81	4.56	4.97	4.32	2.32	4.05	-8.72	-6.45	-5.89	-4.35
F	4.56	/	4.32	/	4.05	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CDCDC										
E	/	6.81	/	4.97	/	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00
A	6.81	4.56	4.97	4.32	4.05	2.32	-9.70	-7.09	-6.86	-5.00
H	4.56	6.81	4.32	4.97	2.32	1.8	-3.21	-2.37	-2.20	-1.61
I	6.81	4.56	4.97	4.32	1.8	2.32	-3.21	-2.37	-2.20	-1.61
C	4.56	6.81	4.32	4.97	2.32	4.05	-9.70	-7.09	-6.86	-5.00
F	6.81	/	4.97	/	4.05	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 9 : Moment en travée (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).

Travées	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
E-A	1.66	1.67	9.44	6.89	1.66	1.66	8.00	5.93	1.67	1.67	9.53	6.95
A-H	1.77	1.77	0.77	0.56	1.72	1.72	1.35	0.94	1.83	1.83	0.10	0.12
H-I	1.13	1.13	0.75	0.55	1.13	1.13	0.29	0.24	1.13	1.13	1.10	0.78

I-C	1.13	1.13	0.77	0.56	1.18	1.18	1.35	0.94	1.07	1.07	0.10	0.12
C-F	2.39	2.38	9.44	6.89	2.39	2.39	8.00	5.93	2.38	2.38	9.53	6.95

Tableau III. 10 : Efforts tranchants (poutrelle type 03 terrasse inaccessible).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V_w	V_e
E	0.00	12.04
A	-15.54	11.44
H	-8.31	7.66
I	-7.66	8.31
C	-11.44	15.54
F	-12.04	0.00

Tableau III. 11 : Moment aux appuis (poutrelle type 04 terrasse inaccessible).

1 ^{er} cas de chargement : CC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
H	/	6.81	/	4.97	/	2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
I	6.81	6.81	4.97	4.97	2.25	2.90	-5.57	-4.06	-3.97	-2.89
C	6.81	/	4.97	/	2.90	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DC										
H	/	4.56	/	4.32	/	2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
I	4.56	6.81	4.32	4.97	2.25	2.90	-5.31	-3.89	-3.72	-2.72
C	6.81	/	4.97	/	2.90	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CD										
H	/	6.81	/	4.97	/	2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
I	6.81	4.56	4.97	4.32	2.25	2.90	-5.02	-3.70	-3.43	-2.52
C	4.56	/	4.32	/	2.90	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 12 : Moment en travée (poutrelle type 04 terrasse inaccessible).

Travées	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A-B	1.54	1.54	8.06	5.89	1.50	1.50	6.55	4.88	1.57	1.57	8.42	6.13
B-C	2.49	2.49	8.06	5.89	2.45	2.45	8.42	6.13	2.53	2.52	6.55	4.88

Tableau III. 13 : Efforts tranchants (poutrelle type 04 terrasse inaccessible).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
H	0.00	5.90
I	-9.43	11.24
C	-8.51	0.00

III.2.8.1. Sollicitation max

Tableau III. 14 : Sollicitation max du calcul.

Terrasse Inaccessible	ELU	ELS
M Appui minorée (KN.m)	9.26	6.73
M travée (KN. m)	8.42	6.13
T max (KN)	16.01	/

III.2.8.2. Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible)

➤ **En travées**

$M_{max} = 8.42 \text{ KN.m} ; \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_b \Rightarrow M_t = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.17 \times 10^3 = 58.95 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_{max}$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2\sigma_b} = \frac{8.42 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = \mathbf{0.028} < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A'_s = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = \mathbf{0.036}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0.04 \times 0.036) = \mathbf{17.74 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{8.42 \times 10^6}{1774 \times 348} = 136.4 \text{ mm}^2 = \mathbf{1.36 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 20 = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{s \min}; A_s)$$

On a adopté: **2 HA12 = 2.26 cm²**

➤ **Sur Appuis**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 10 cm et de hauteur h = 20 cm.

$$M_{\max} = 9.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2\sigma_b} = \frac{9.29 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,17} = \mathbf{0.20} > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivout B}$$

on compare μ_u avec μ_L

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L}$$

$$\varepsilon_L = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{348 \times 10^3}{200000} = \mathbf{1.74\%}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.668}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = \mathbf{0.392}$$

$$\mu_u = 0.20 < \mu_L = \mathbf{0.392}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.282}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = \mathbf{15.97 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z\sigma_s} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0.22 \text{ cm}^2}$$

On adopter 2HA12= **2.26cm²**

Tableau III. 15 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.

	M _{max} (KN.m)	μ	α	Z (cm)	σ _s (Mpa)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	choix	A _{s adopté} (cm ²)
Appuis	9.26	0.20	0.282	15.97	348	1.67	0.22	2HA12	2.26
Travée	8.42	0.028	0.036	17.74	348	1.36	1.41	2HA12	2,26

III.2.8.3. Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2].

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{16.01 \times 10^3}{100 \times 180} = \mathbf{0.89 \text{ Mpa}} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91) [1].**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire.

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{longitudinale} \right) = \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 12 \right) = \mathbf{5.71 \text{ mm}}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de Φ8

- **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91) [1].**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

on Adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

III.2.8.4. Vérification des contraintes à ELS

- **Contrainte limite : (BAEL91 Article A.4.5, 2) [1].**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$$

la section étant soumis à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est,;

$$\sigma_{bc}(x) = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (la contraint du béton)}$$

$$\sigma_{st}(x) = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I} \quad (\text{la contrainte d'acier})$$

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15A'_{sc}(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

En travée : $\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.84 \text{ cm}$

Sur appui : $\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 2.26 (18 - y) = 0 \Rightarrow y = 8.17 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie**

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

En travée : $\frac{100}{3}3.84^3 + 15 \times 2.26 (18 - 3.84)^2 \Rightarrow I = 8023.97 \text{ cm}^4$

Sur appui : $\frac{100}{3}8.17^3 + 15 \times 2.26 (18 - 8.17)^2 \Rightarrow I = 5093.51 \text{ cm}^4$

La vérification des contraintes à L'ELS est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 16 : Vérification la contrainte du béton.

section	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
appui	6.73	10	18	2.26	8.17	5093.51	10.79	15	CV
travée	6.13	65	18	2.26	3.84	8023.97	2.93	15	CV

Tableau III. 17 : Vérification la contrainte d'acier.

section	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
appui	6.73	10	18	2.26	8.17	5093.51	194.82	201.63	CV
travée	6.13	65	18	2.26	3.84	8023.97	162.27	201.63	CV

III.2.8.5. Vérification de la flèche :(BAEL B .6.5.1) [1].

L = 4.025 m ; b₀ = 10 cm ; d = 18 cm ; h = 20 cm ; A_s = 2.26 cm² ; M_s = 6.13 KN.m

$$M_0 = \frac{8.42}{0.85} = 9.91 \text{ KN.m.}$$

- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.013 > 0.011 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right\} = 0,0497 \leq \text{Max}\{0,0625; 0.062\} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- L = 4.025 < 8 m.....vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- Calcul de flèche total (Δf_t) :(CBA93 6.5.2) [2].

$\Delta f_t \leq \bar{f}$; avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour } L \geq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{pour } L \leq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols } \dots \dots \dots L \leq 2\text{m}$$

Dans notre cas :

$$L = 4.025\text{m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.025}{500} = 0.0081\text{m} = \mathbf{8.1\text{mm}}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons(G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \text{ (flèche différée).}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{i,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée).}$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{v,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.26}{10 \times 18} = \mathbf{0,013} \text{ (% taux d'Armature)}$$

- Evaluation des charges à L'ELS

$P = (G+Q) = \mathbf{4.97/ml}$; l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$G = g = \mathbf{4.32 KN/ml}$; l'ensemble des charges permanentes

$J = G_0 = 2.8 \times 0.65 = \mathbf{1.82KN/ml}$; charge permanent appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre du plancher).

- Calcul des moments fléchissant

$$M(p) = 0.85 \frac{pl^2}{8} = 0.85 \frac{4.97 \times 4.025^2}{8} = \mathbf{8.55KN.m}$$

$$M(g) = 0.85 \frac{gl^2}{8} = 0.85 \frac{4.32 \times 4.025^2}{8} = \mathbf{7.44KN.m}$$

$$M(j) = 0.85 \frac{G_0 l^2}{8} = 0.85 \frac{1.82 \times 4.025^2}{8} = \mathbf{3.13KN.m}$$

- Position de l'axe nature

$$Y=3.84\text{cm}$$

- Moment d'inertie

$$I=8023.97 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.55 \times 10^6}{8023.97 \times 10^4} (180 - 38.4) = \mathbf{226.32 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7.44 \times 10^6}{8023.97 \times 10^4} (180 - 38.4) = \mathbf{196.94 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 3.13 \times 10^6}{8023.97 \times 10^4} (180 - 38.4) = \mathbf{82.85 \text{ Mpa}}$$

- Calcul de λ_i , λ_v et μ

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3\frac{100}{650})0,013} = \mathbf{3.28}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.28 = \mathbf{1.31}$$

$$\mu(p) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 226.32 + 2,1} = \mathbf{0.74}$$

$$\mu(g) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 196.94 + 2,1} = \mathbf{0.70}$$

$$\mu(j) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 82.85 + 2,1} = \mathbf{0.43}$$

- Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

(Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité y_g).

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{65 \times 18 + 15 \times 2.26} = \mathbf{11.31 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 65 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 11.31\right)^2 + 15 \times 2.26 (18 - 11.31)^2 + 15 \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = \mathbf{47084.55 \text{ cm}^4}$$

- Moment d'inertie fictif

$$I_{fi(p)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47084.55}{1 + (3.28 \times 0.74)} = \mathbf{15112.34 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fi(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47084.55}{1 + (3.28 \times 0.70)} = \mathbf{15713.90 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fi(j)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47084.55}{1 + (3.28 \times 0.43)} = \mathbf{21487.31 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fv(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47084.55}{1 + (1.31 \times 0.70)} = \mathbf{27017.74 \text{ cm}^4}$$

• Modules de déformation

$E_i=32164,20$ MPa (Module d'élasticité instantanée)

$E_v =10818,87$ MPa (Module d'élasticité différée)

• Les flèches

$$f_{pi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{8.55 \times (4.025 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 15112.34 \times 10^4} = 2.85 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{7.44 \times (4.025 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 15713.90 \times 10^4} = 2.38 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{7.44 \times (4.025 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818.87 \times 15713.90 \times 10^4} = 4.12 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{3.13 \times (4.025 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 21487.31 \times 10^4} = 0.73 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (4.12 - 0.73) + (2.85 - 2.38) = 3.86 \text{ mm} < \bar{f} = 8.1 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

III.2.9. Calcul du plancher de l'étage courant

Tableau III. 18 : Moment aux appuis (poutrelle type 01 Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appuis Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A	/	6.03	/	4.36	/	4.025	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.03	6.03	4.36	4.36	4.025	4.025	-11.49	-8.31	-8.60	-6.16
C	6.03	/	4.36	/	4.025	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DC										
A	/	4.56	/	3.38	/	4.025	0.00	0.00	0.00	0.00
B	4.56	6.03	3.38	4.36	4.025	4.025	-10.09	-7.38	-7.19	-5.22
C	6.03	/	4.36	/	4.025	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CD										
A	/	6.03	/	4.36	/	4.025	0.00	0.00	0.00	0.00
B	6.03	4.56	4.36	3.38	4.025	4.025	-10.09	-7.38	-7.19	-5.22
C	4.56	/	3.38	/	4.025	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 19 : Moment en travée (poutrelle type 01 Etage courant).

Travées	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A-B	1.54	1.54	7.14	5.16	1.46	1.47	4.88	3.65	1.60	1.59	7.69	5.52
B-C	2.49	2.49	7.14	5.16	2.43	2.43	7.69	5.52	2.56	2.55	4.88	3.56

Tableau III. 20 : Efforts tranchants (poutrelle type 01 Etage courant).

Appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
A	0.00	10
B	-14.27	14.27
C	-10	0.00

Tableau III. 21 : Moment aux appuis (poutrelle type 02 Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCCC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictive		M Appuis (KN.m)		M appui Minorée (KN.m)	
	q _w	q _e	q _w	q _e	l' _w	l' _e	ELU	ELS	ELU	ELS
D	/	6.03	/	4.36	/	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.03	6.03	4.36	4.36	2.10	3.24	-5.75	-4.16	-4.30	-3.08
A	6.03	6.03	4.36	4.36	3.24	3.22	-7.40	-5.35	-5.54	-3.96
B	6.03	6.03	4.36	4.36	3.22	3.22	-7.36	-5.31	-5.50	-3.94
C	6.03	6.03	4.36	4.36	3.22	3.24	-7.40	-5.35	-5.54	-3.96
F	6.03	6.03	4.36	4.36	3.24	2.10	-5.75	-4.16	-4.30	-3.08
G	6.03	6.03	4.36	4.36	2.10	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DCDCDC										
D	/	4.56	/	3.38	/	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00
E	4.56	6.03	3.38	4.36	2.10	3.24	-5.45	-3.96	-4.00	-2.88
A	6.03	4.56	4.36	3.38	3.24	3.22	-6.51	-4.76	-4.64	-3.37
B	4.56	6.03	3.38	4.36	3.22	3.22	-6.46	-4.72	-4.60	-3.34
C	6.03	4.56	4.36	3.38	3.22	3.24	-6.49	-4.74	-4.63	-3.36

F	4.56	6.03	3.38	4.36	3.24	2.10	-4.65	-3.42	-3.20	-2.35
G	6.03	/	4.36	/	2.10	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CDCDCD										
D	/	6.03	/	4.36	/	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00
E	6.03	4.56	4.36	3.38	2.10	3.24	-4.65	-3.42	-3.20	-2.35
A	4.56	6.03	3.38	4.36	3.24	3.22	-6.49	-4.74	-4.63	-3.36
B	6.03	4.56	4.36	3.38	3.22	3.22	-6.46	-4.72	-4.60	-3.34
C	4.56	6.03	3.38	4.36	3.22	3.24	-6.51	-4.76	-4.64	-3.37
F	6.03	4.56	4.36	3.38	3.24	2.10	-5.45	-3.96	-4.00	-3.88
G	4.56	/	3.38	/	2.10	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 22 : Moment en travée (poutrelle type 02 Etage courant).

Travées	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
	D-E	0.60	0.60	1.07	0.77	0.48	0.49	0.53	0.41	0.68	0.68	1.41
E-A	1.96	1.96	5.80	4.19	1.98	1.98	6.39	4.58	1.93	1.93	3.80	2.87
A-B	2.01	2.01	4.83	3.50	2.02	2.02	2.75	2.10	2.01	2.01	5.74	4.10
B-C	2.01	2.01	4.83	3.50	2.01	2.01	5.74	4.10	2.01	2.01	2.75	2.10
C-F	2.09	2.09	5.80	4.17	2.12	2.12	3.80	2.87	2.07	2.07	6.39	4.58
F-G	1.50	1.50	1.07	0.77	1.42	1.42	1.41	1.00	1.62	1.61	0.53	0.41

Tableau III. 23 : Efforts tranchants (poutrelle type 02 Etage courant).

appuis	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
D	0.00	4.28
E	-8.38	11.90
A	-12.52	12.15
B	-12.13	12.13
C	-12.15	12.52
F	-11.90	8.38
G	-4.28	0.00

Tableau III. 24 : Moment aux appuis (poutrelle type 03 Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCC										
Appuis	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée (KN.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
E	/	6.03	/	4.36	/	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00
A	6.03	6.03	4.36	4.36	4.05	2.32	-8.79	-6.35	-6.57	-4.71
H	6.03	6.03	4.36	4.36	2.32	1.8	-3.15	-2.28	-2.36	-1.69
I	6.03	6.03	4.36	4.36	1.8	2.32	-3.15	-2.28	-2.36	-1.69
C	6.03	6.03	4.36	4.36	2.32	4.05	-8.79	-6.35	-6.57	-4.71
F	6.03	/	4.36	/	4.05	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DCDCD										
E	/	4.56	/	3.38	/	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00
A	4.56	6.03	3.38	4.36	4.05	2.32	-6.99	-5.15	-4.77	-3.51
H	6.03	4.56	4.36	3.38	2.32	1.8	-2.91	-2.11	-2.11	-1.53
I	4.56	6.03	3.38	4.36	1.8	2.32	-2.91	-2.11	-2.11	-1.53
C	6.03	4.56	4.36	3.38	2.32	4.05	-6.99	-5.15	-4.77	-3.51
F	4.56	/	3.38	/	4.05	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CDCDC										
E	/	6.03	/	4.36	/	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00
A	6.03	4.56	4.36	3.38	4.05	2.32	-8.45	-6.13	-6.23	-4.48
H	4.56	6.03	3.38	4.36	2.32	1.8	-2.63	-1.93	-1.84	-1.34
I	6.03	4.56	4.36	3.38	1.8	2.32	-2.63	-1.93	-1.84	-1.34
C	4.56	6.03	3.38	4.36	2.32	4.05	-8.45	-6.13	-6.23	-4.48
F	6.03	/	4.36	/	4.05	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 25 : Moment en travée (poutrelle type 03 Etage courant).

Travées	X ₀ (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 1 ^{er} cas		X ₀ (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 2 ^{ème} cas		X ₀ (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée M _t (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
E-A	1.67	1.67	8.36	6.05	1.65	1.65	6.18	4.59	1.68	1.68	8.50	6.14
A-H	1.77	1.77	0.68	0.49	1.68	1.69	1.55	1.08	1.89	1.88	-0.30	-0.17

H-I	1.13	1.13	0.67	0.48	1.13	1.13	-0.02	0.03	1.13	1.13	1.19	0.83
I-C	1.13	1.13	0.68	0.49	1.22	1.21	1.55	1.08	1.01	1.02	-0.30	-0.17
C-F	2.38	2.38	8.36	6.05	2.40	2.40	6.18	4.59	2.37	2.37	8.50	6.14

Tableau III. 26 : Efforts tranchants (poutrelle type 03 Etage courant).

Appui	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
E	0.00	10.59
A	-13.83	10.20
H	-7.29	6.78
I	-6.78	7.29
C	-10.20	13.83
F	-10.59	0.00

Tableau III. 27 : Moment et effort tranchant a l'ELU (poutrelle type 04 Etage courant).

Travées	q _u (KN/m)	L (m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
H-I	6.03	2.25	-3.21	-6.86	3.60	-1.01	5.16	-8.41

Tableau III. 28 : Moment et effort tranchant a l'ELS (poutrelle type 04 Etage courant).

Travées	q _s (KN/m)	L (m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
H-I	4.36	2.25	-2.32	-4.95	2.61	-0.72

III.2.9.1. Sollicitation max

Tableau III. 29 : Sollicitation max du calcul.

Terrasse Inaccessible	ELU	ELS
M Appui minorée (KN.m)	8.60	6.16
M travée (KN. m)	7.69	5.52
T max (KN)	14.27	/

III.2.9.2. Ferrailage des poutrelles (Etage courant)

➤ **En travées**

$M_{max} = 7.69 \text{ KN.m}$ $\sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_b \Rightarrow M_t = \mathbf{58.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_t > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2\sigma_b} = \mathbf{0.026} < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A'_s = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.033}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = \mathbf{17.76 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z.\sigma_s} = \mathbf{1.24 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max (A_{s \min} ; A_s)$$

On a adoptés: **2 HA12 = 2.26 cm²**

➤ **Sur Appuis :**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 10 cm et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$M_{\max} = 8.60 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2\sigma_b} = \mathbf{0.187} > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivout B}$$

on compare μ_u avec μ_L

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L}$$

$$\varepsilon_L = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{1.74\%}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L} = \mathbf{0.668}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = \mathbf{0.392}$$

$$\mu_u = 0.187 < \mu_L = \mathbf{0.392}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.26}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 16.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z\sigma_s} = 1.53 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

On adopter 2HA12= 2.26 cm²

Tableau III. 30 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) en appui et en travée.

	M _{max} (KN.m)	μ	α	Z (cm)	σ _s (Mpa)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	choix	A _{s adopté} (cm ²)
Appuis	8.60	0.187	0.26	16.13	348	1.53	0.22	2HA12	2.26
Travée	7.69	0,026	0,033	17,76	348	1.24	1,41	2HA12	2,26

III.2.9.3. Vérification de l’effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2].

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91) [1].**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire.

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{\text{longitudinale}} \right) = \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 12 \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte : 1Ø8 = 8 mm

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de Ø8

- **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91) [1].**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

on Adopte : S_t = 15 cm En zone courante.

S_t = 10 cm En zone nodale

III.2.9.4. Vérification des contraintes à ELS

- **Contrainte limite : (BAEL91 Article A.4.5, 2) [1].**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} = 0,6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma_{bc}(x) = \frac{M_{ser}}{I} y \quad (\text{la contrainte du béton})$$

$$\sigma_{st}(x) = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I} \quad (\text{la contrainte d'acier})$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15A'_{sc}(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

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

La vérification des contraintes à L'ELS est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 31 : Vérification de la contrainte du béton.

section	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
appui	6.16	10	18	2.26	8.17	5093.51	9.88	15	CV
travée	5.52	65	18	2.26	3.84	8023.97	2.64	15	CV

Tableau III. 32 : Vérification la contrainte d'acier.

section	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
appui	6.16	10	18	2.26	8.17	5093.51	178.32	201.63	CV
travée	5.52	65	18	2.26	3.84	8023.97	146.12	201.63	CV

III.2.9.5. Vérification de la flèche :(BAEL B .6.5.1) [1].

$L = 4.025 \text{ m} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; M_s = 5.52\text{KN.m}$

$$M_0 = \frac{5.52}{0.85} = 6.49\text{KN.m.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.013 > 0.011 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right\} = 0,050 \leq \text{Max} \{0,0625; 0,085\} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

L= 4.025 < 8m.....vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de flèche total (Δf_t) :(CBA93 6.5.2) [2].**

$\Delta f_t \leq \bar{f}$; avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour } L \geq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{pour } L \leq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols } \dots \dots \dots L \leq 2m$$

Dans notre cas :

$$L = 4.025m < 5 m \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.025}{500} = 0.0081m = 8.1mm$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons(G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \text{ (flèche différée).}$$

$$I_{fi} = 1.1. \frac{I_0}{1+\lambda_{i,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée).}$$

$$I_{fv} = 1.1. \frac{I_0}{1+\lambda_{v,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.26}{10 \times 18} = \mathbf{0,013} \text{ (% taux d'Armature)}$$

• **Evaluation des charges à L'ELS**

P = (G+Q) = **4.36 KN/ml** ; l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

G=g = **3.38 KN/ml**..... ; l'ensemble des charges permanentes

J=G0 =2.8x0.65 = **1.82KN/ml** ; charge permanent appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre du plancher).

• **Calcul des moments fléchissant**

$$M(p) = 0.85 \frac{pl^2}{8} = \mathbf{7.50KN.m}$$

$$M(g) = 0.85 \frac{gl^2}{8} = 5.82 \text{KN.m}$$

$$M(j) = 0.85 \frac{G_0 l^2}{8} = 3.13 \text{KN.m}$$

- Position de l'axe nature

$$Y=3.84 \text{cm}$$

- Moment d'inertie

$$I=8023.97 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15M(d-y)}{I} = 198.53 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15M(d-y)}{I} = 154.06 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15M(d-y)}{I} = 82.85 \text{Mpa}$$

- Calcul de λ_i , λ_v et μ

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3\frac{100}{650})0,013} = 3.28$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.28 = 1.31$$

$$\mu(p) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.704$$

$$\mu(g) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.637$$

$$\mu(j) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.427$$

- Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

(Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité y_g).

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = 11.31 \text{cm.}$$

$$I_0 = 47084.55 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie fictif

$$I_{fi(p)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15651.59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 16764.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_{i.u}} = 21575.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_{v.u}} = 28233.23 \text{ cm}^4$$

• **Modules de déformation**

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité instantanée)

$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité différée)

• **Les flèches**

$$f_{pi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 2.41 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 1.75 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} = 3.09 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 0.73 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (3.09 - 0.73) + (2.41 - 1.75) = 3.02 \text{ mm} < \bar{f} = 8.1 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

III.2.10. Ferrailage de la table de compression

La table de compression doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$),
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures ($A \parallel$)

Les sections des armatures doivent normalement satisfaites aux conditions suivantes :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A \perp = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{41}{f_e}$$

Dans notre cas : $L = 65 \text{ cm}$ et $f_e = 235 \text{ Mpa}$ (treillis soudés (Rond Lisse « RL »)).

$$A \perp = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A // = \frac{A_{s\perp}}{2} = \frac{1.11}{2} = 0.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

On choisit : un treillis soudé

5HA 6/ml = 1.41 cm² aux poutrelles St = 20cm ≤ 20cmvérifiée.

5HA 6/ml = 1.41 cm² // aux poutrelles St = 20 cm ≤ 33cm.....vérifiée.

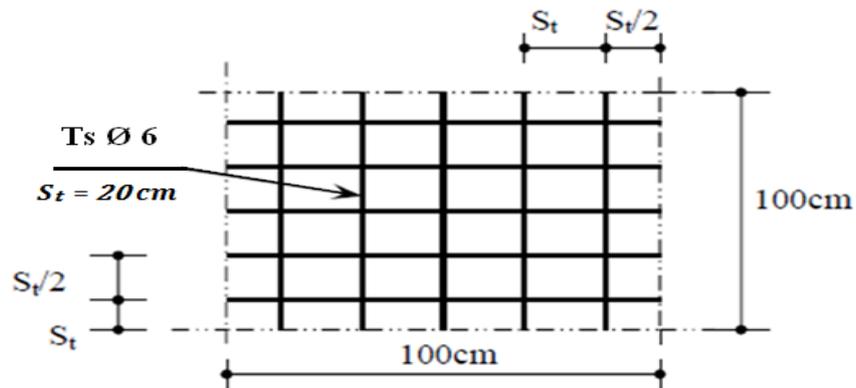


Figure III. 9 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

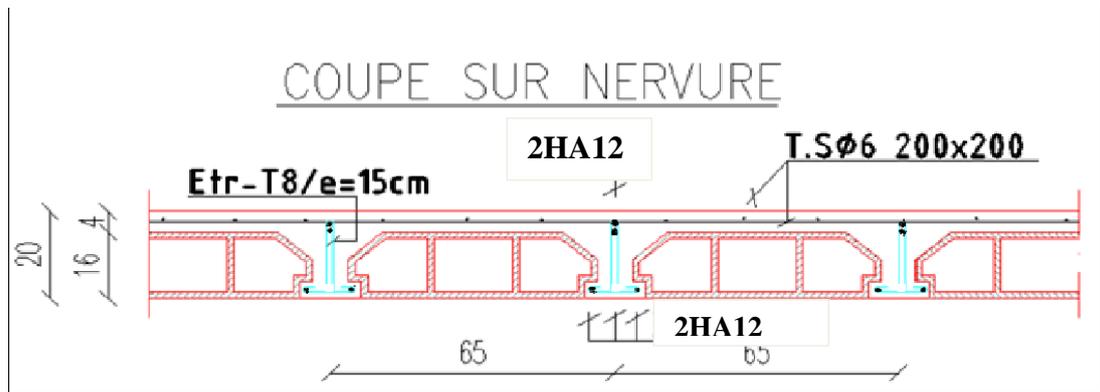


Figure III. 10 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (terrace).

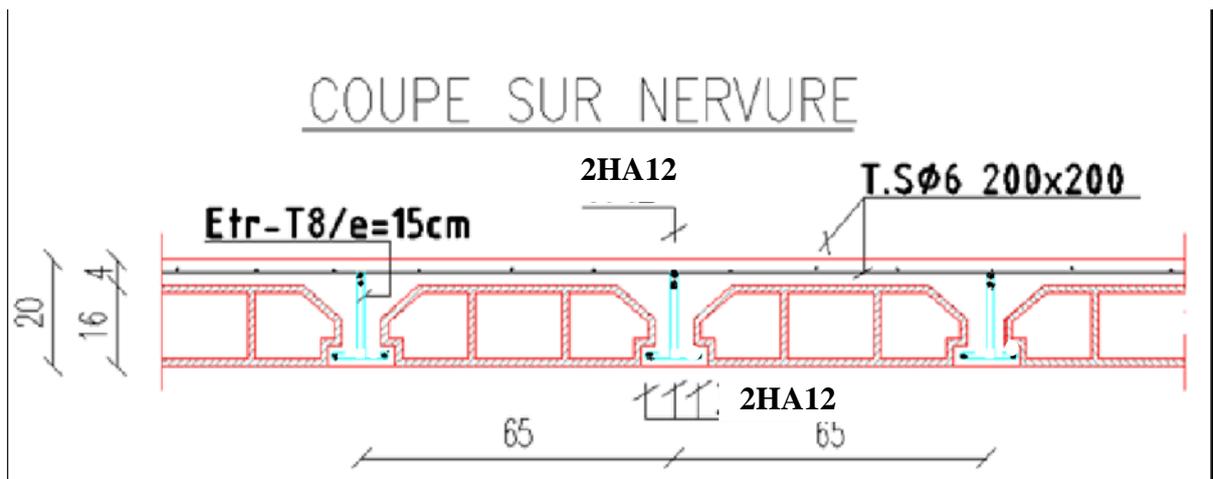


Figure III. 11 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (étage courant).

III.3. Dalles pleines des balcons

Le balcon est assimilé à une poutre encastree au plancher. Il est réalisé en dalle pleine et est calculé comme un consol sous 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).
- Une charge d'exploitation Q.

Trois types de balcons sont adoptés dans notre projet. Les prochaines parties sont consacrées au calcul de ces derniers.

III.3.1. Type 1 : Balcon reposant sur un seul appui

$$L_x = 0.48 \text{ m}$$

$$L_y = 1.55$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.48}{1.55}$$

$\rho = 0.31 < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens « lx ».

III.3.1.1. Evaluation des charges

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

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

$$P = 1.62 \text{ KN}$$

Pour 1 ml tels que le calcul se fera pour une bande de 1m :

$$G = 5.31 * 1 = 5.31 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 * 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.62 \text{ KN/ml}$$

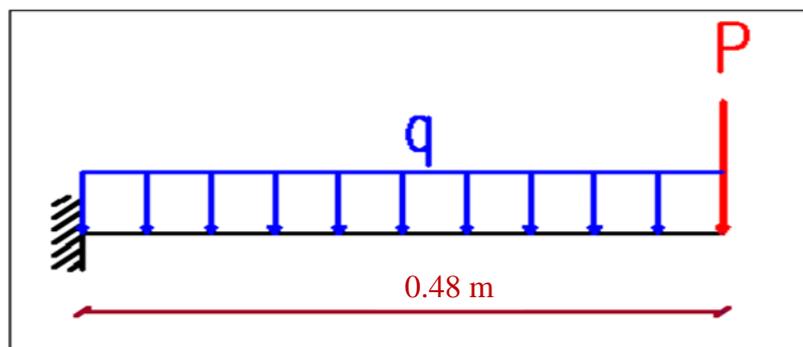


Figure III. 12 : Schéma statique du balcon.

III.3.1.2. Sollicitation de calcul➤ **ELU**

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

$$P_u = 1.35 \times 1.62 = \mathbf{2.19 \text{ KN/m}}$$

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{2} + P_u \times L = \frac{12.42 \times 0.48^2}{2} + 2.19 \times 0.48$$

$$\mathbf{M_u = 2.48 \text{ KN.m}}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12.42 \times 0.48 + 2.19$$

$$\mathbf{V_u = 8.15 \text{ KN.}}$$

➤ **ELS**

$$q_{\text{ser}} = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ser}} = 1.62 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L^2}{2} + P_{\text{ser}} \times L = \frac{8.81 \times 0.48^2}{2} + 1.62 \times 0.48$$

$$\mathbf{M_{\text{ser}} = 1.79 \text{ KN.m}}$$

$$V_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times L + P_{\text{ser}} = 8.81 \times 0.48 + 1.62$$

$$\mathbf{V_{\text{ser}} = 5.85 \text{ KN}}$$

III.3.1.3. Calcul du Ferrailage

$$b=100 \text{ cm} ; h=15 \text{ cm} ; d=0.9 \times h = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa.}$$

➤ **Ferrailage à ELU**

Moment ultime réduite :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.48 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = \mathbf{0.01}$$

$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = \mathbf{0.013}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{13.43 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{2.48 \times 10^6}{134.3 \times 348} = \mathbf{0.53 \text{ cm}^2}$$

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

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

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

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{scal}) \rightarrow A_s = \max(1.63, 0.53)$$

Donc $A_s = 1.63 \text{ cm}^2$. On adopte : **3HA12 = 3.39cm²**

Tableau III. 33 : Ferrailage de balcon type 01

L(cm)	b (cm)	d (cm)	μ	A	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
48	100	13.5	0.01	0.013	13.43	0.53	1.63	3.39

➤ **Espacement des armatures longitudinales**

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$e = \frac{100}{3} \approx 33\text{cm}$$

On prend : **e = 33cm**

$$e = \mathbf{33 \text{ cm}} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Armatures de répartition**

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

on prend:

$$A_r = 3\text{HA}10 = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

➤ **Espacement des armatures de répartition :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \rightarrow e \leq 45\text{cm}$$

On prend : **e = 33cm**

$$e = 33\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cv}$$

III.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 [1] A.5.1.1)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \tau_{\bar{u}}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8.15 \times 10^6}{1000 \times 135} = \mathbf{0.06 \text{ MPa}}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\tau_{\bar{u}} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \tau_{\bar{u}} = \min(2.5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \mathbf{0.06 \text{ MPa}} \leq \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.1.5. Vérification à l'ELS

$$M_s = 1.79 \text{ KN.m} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton comprimé : $\sigma_b \leq \sigma_b^-$

La contrainte dans l'acier tendu : $\sigma_s \leq \sigma_s^-$

➤ **Position de l'axe neutre**

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

$$50y^2 - 15 \times 3.39 (13.5 - y) = 0 \rightarrow \mathbf{y = 3.23 \text{ cm}}$$

➤ **Moment d'inertie**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.23^3 + 15 \times 3.39 (13.5 - 3.23)^2 \rightarrow I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte dans le béton comprimé**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y = \frac{1.79 \times 10^6}{6486.57 \times 10^4} \times (3.23 \times 10)$$

$$\sigma_b = \mathbf{0.89 \text{ Mpa}} ; \sigma_b^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \mathbf{0.89 \text{ MPa}} \leq \sigma_b^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(cv)}$$

➤ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = \mathbf{42.51 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1.6 ; \sigma_s^- = \min(266.6 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{42.51 \text{ Mpa}} \leq \sigma_s^- = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3.1.6. Vérification de la flèche :(BAEL91 B .6.5.11) [1].

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \frac{0.15}{0.48} = 0.31 \geq \frac{1}{16} = 0.0062 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots \frac{0.15}{0.48} = 0.31 \geq \frac{1.52}{10 \times 1.79} = 0.085 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots cv$$

Avec,

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $L = 0.48 \text{ m}$; $M_{0 \text{ ser}} = 1.79 \text{ KN.m}$; $M_{t \text{ ser}} = 1.79 \times 0.85 = 1.52 \text{ KN.m}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

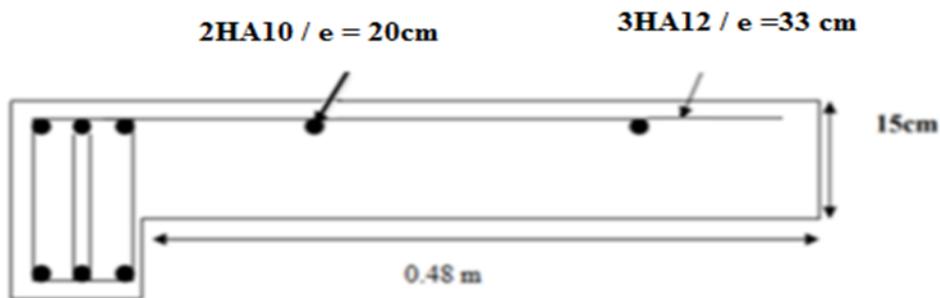


Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de balcon type 01.

III.3.2. Type 2 : Balcon reposant sur deux appuis

$L_x = 1.43 \text{ m}$

$L_y = 3.13 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.43}{3.13}$$

$\rho = 0.45 > 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens

Tableau III. 34 : Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			1.35G+1.5Q	G + Q
Etage courant	11.45	1.5	17.71	12.95
Terrasse inaccessible	7.6	1	11.76	8.6

III.3.2.1. Calcul en Etage courant

Dans le cas des dalles travaillant dans les deux sens, les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

➤ **Calcul des moments**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

✓ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

- ν : Coefficient de poisson : 0 à l'ELU et 0.2 à l'ELS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

1. Ferrailage du balcon à l'ELU

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $q_u = 17,71 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 12,95 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\rho = 0,45 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,102 \Rightarrow M_x = 0,102 \times 17,71 \times 1,43^2 = \mathbf{3,69 \text{ KN.m}} \\ \mu_y = 0,25 \Rightarrow M_y = 3,69 \times 0,25 = \mathbf{0,92 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **Moments en travées**

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 3,69 = \mathbf{3,14 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 0,92 = \mathbf{0,78 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = 0,3 \times 3,14 = \mathbf{1,11 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 0,5 \times 3,14 = \mathbf{1,85 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ay} = 0,3M_y = 0,3 \times 0,92 = \mathbf{0,28 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0,5M_y = 0,5 \times 0,92 = \mathbf{0,46 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Tableau III. 35 : Ferrailage de balcon type 02 Etage courant.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)
Travée	x-x	3.14	0.012	0.015	13.42	0.67
	y-y	0.78	0.003	0.004	13.48	0.17
Appuis	x-x	1.85	0.007	0.009	13.45	0.39
	y-y	0.46	0.002	0.003	13.48	0.010

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{y\min} = \begin{cases} 0.12\% bh \rightarrow \text{R. L (rend lisse)} \\ 0.08\% bh \rightarrow \text{FeE 400} \\ 0.06\% bh \rightarrow \text{FeE 500} \end{cases}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times 15 \times 100 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2 / ml}$$

$$A_{x\min} = \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times A_{y\min} = \left(\frac{3 - 0.45}{2}\right) \times 1,2 = \mathbf{1.50 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{scal})$$

Donc on adopte :

Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_s = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_s = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } A_s = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_s = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement**

Travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x - x : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min (4h. 45cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x - x : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min (4h. 45cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{17.71 \times 1.43 \times 3.13}{2 \times 1.43 + 3.13} = \mathbf{13.23 \text{ KN}}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{17.71 \times 1.43}{3} = \mathbf{8.44 \text{ KN}}$$

$$T_u^{\max} = \mathbf{13.23 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{13.23 \times 10^3}{1000 * 135} = \mathbf{0.098MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3. Vérification à L'ELS

➤ **Calcul des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.45 \begin{cases} \mu_x = 0.105 \Rightarrow M_x = \mathbf{2.78 \text{ KN.m}} \\ \mu_y = 0.333 \Rightarrow M_y = \mathbf{0.93 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **Moments en travées**

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = \mathbf{2.36 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = \mathbf{0.79 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = \mathbf{0.83 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = 0,5M_x = \mathbf{1.39 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ay} = 0,3M_y = \mathbf{0.28 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0,5M_y = \mathbf{0.47 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 36 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	x-x	2.36	3.23	6486.57	1.18	15	Cv
	y-y	0.79	3.23	6486.57	0.39	15	Cv
Appuis	x-x	1.39	3.23	6486.57	0.69	15	Cv
	y-y	0.47	3.23	6486.57	0.23	15	Cv

Tableau III. 37 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st}	σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	x-x	2.36	3.23	6486.57	56.05	201.63	Cv
	y-y	0.79	3.23	6486.57	18.76	201.63	Cv
Appuis	x-x	1.39	3.23	6486.57	33.01	201.63	Cv
	y-y	0.47	3.23	6486.57	11.16	201.63	Cv

4. Vérification de la flèche : (B.6.5, 1) [1]

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

Avec : h = 0.15m et L= 3.13m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.048 < 0.062 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.048 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il y'a un risque de flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 6.26 \text{mm}$$

➤ **Position de l'axe nature**

Y = 3.23cm.

I = 6486.57cm⁴

I₀ = 30951.28 cm⁴

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \mathbf{0.0025}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_t (d - y)}{I} = \mathbf{18.76}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \mathbf{0.61}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \mathbf{8.4}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \mathbf{5559.50 \text{ cm}^2}$$

$$f = \frac{0.79 \times 10^6 \times 3130^2}{10 \times 32164.2 \times 5559.50 \times 10^4} = \mathbf{0.43 \text{mm}}$$

f = 0.43 mm ≤ f = 6.26 mm

donc la flèche est Vérifiée

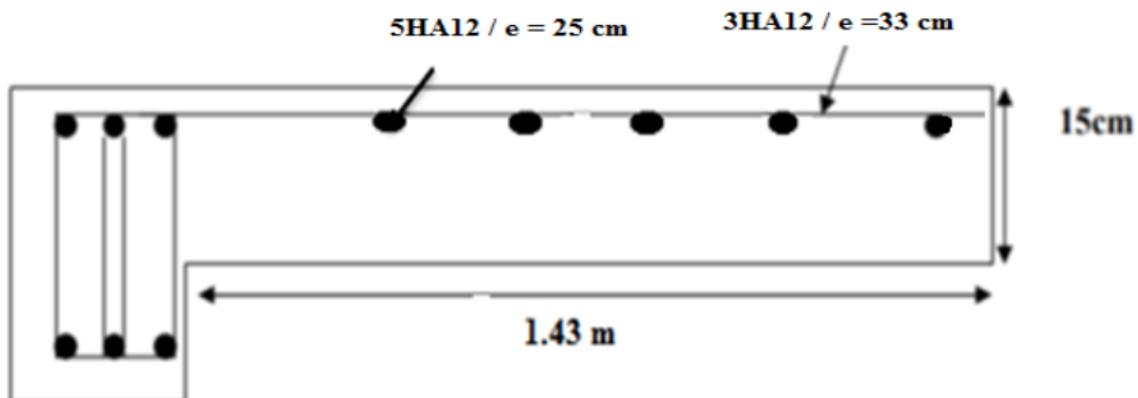


Figure III. 14 : Schéma de ferrailage de balcon type 02(Etage courant).

III.3.2.2. Calcul en terrasse inaccessible

1. Ferrailage du balcon à L'ELU

b = 100 cm ; h = 15 cm ; d = 0,9h = 13.5 cm ; f_c = 400 MPa ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; σ_s = 348 MPa ; q_u = 11.76 KN/m² ; q_s = 8.6 KN/m²

➤ Calcul des sollicitations

$$\rho = 0.45 \begin{cases} \mu_x = 0.102 \Rightarrow M_x = 2.45 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.25 \Rightarrow M_y = 0.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2.08 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = 0.74 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 1.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ay} = 0,3M_y = 0.18 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5M_y = 0.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III. 38 : Ferrailage de balcon type 02 terrasse inaccessible.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{smin}	A _{adopte}	S _t
Travée	x-x	2.08	0.008	0.01	13.45	0.44	1.53	3HA12=3.39	33
	y-y	0.52	0.002	0.003	13.48	0.11	1.2	3HA12=3.39	33
Appuis	x-x	1.23	0.005	0.006	13.47	0.26	1.53	3HA12=3.39	33
	y-y	0.31	0.001	0.001	13.49	0.07	1.2	3HA12=3.39	33

1. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 8.79 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 5.61 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 8.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.79 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2. Vérification à L'ELS

➤ **Calcul des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.45 \begin{cases} \mu_x = 0.105 \Rightarrow M_x = \mathbf{1.85 \text{ KN.m}} \\ \mu_y = 0.333 \Rightarrow M_y = \mathbf{0.92 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **Moments en travées**

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = \mathbf{1.57 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = \mathbf{0.53 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = \mathbf{0.56 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = 0,5M_x = \mathbf{0.93 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ay} = 0,3M_y = \mathbf{0.19 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0,5M_y = \mathbf{0.31 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 39 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	x-x	1.57	3.23	6486.57	0.78	15	Cv
	y-y	0.53	3.23	6486.57	0.26	15	Cv
Appuis	x-x	0.93	3.23	6486.57	0.46	15	Cv
	y-y	0.31	3.23	6486.57	0.15	15	Cv

Tableau III. 40 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st}	σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	x-x	1.57	3.23	6486.57	37.29	201.63	Cv
	y-y	0.53	3.23	6486.57	12.59	201.63	Cv
Appuis	x-x	0.93	3.23	6486.57	22.09	201.63	Cv
	y-y	0.31	3.23	6486.57	7.36	201.63	Cv

3. Vérification de la flèche : (B.6.5,1) [1]

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

Avec : h = 0.15m et L= 3.13m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.048 < 0.062 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.048 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.085. \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il y'a un risque de fléchissement :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 6.26 \text{ mm}$$

➤ **Position de l'axe nature**

$$Y = 3.23 \text{ cm.}$$

$$I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = \mathbf{8.52 \text{ cm.}}$$

$$I_0 = \mathbf{30951.28 \text{ cm}^4}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \mathbf{0.0025}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_t (d - y)}{I} = \mathbf{12.59}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = \mathbf{0.65}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \mathbf{8.4}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \mathbf{5270.34 \text{ cm}^2}$$

$$f = \frac{0.53 \times 10^6 \times 3130^2}{10 \times 32164.2 \times 5270.34 \times 10^4} = \mathbf{0.31 \text{ mm}}$$

$$f = 0.31 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.26 \text{ mm}$$

donc la flèche est vérifiée

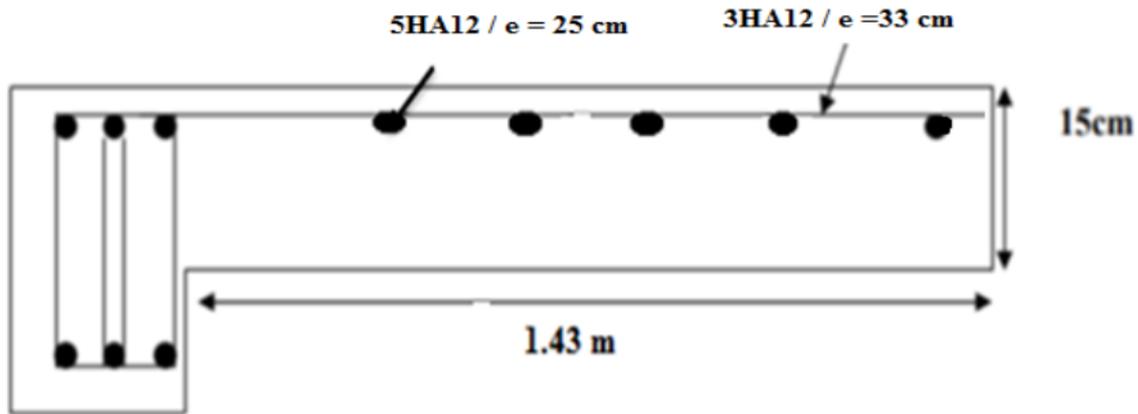


Figure III. 15 : Schéma de ferrailage de balcon type 02 (terrasse inaccessible).

III.3.3. Type 3 : balcon Reposant sur trois appuis

$L_x = 1.83 \text{ m}$

$L_y = 2.95 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.83}{2.95}$

$\rho = 0.62 > 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens

Tableau III. 41 : Charges et surcharges d’exploitation sur dalle pleine.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			1.35G+1.5Q	G + Q
Etage courant	10.11	1.5	15.90	11.61
Terrasse inaccessible	7.6	1	11.76	8.6

III.3.3.1. Calcul en Etage courant

1. Ferrailage du balcon à L’ELU

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $q_u = 15.90 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 11.61 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations**

$\rho = 0.62 \begin{cases} \mu_x = 0.0784 \Rightarrow M_x = 4.17 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.331 \Rightarrow M_y = 1.38 \text{ KN.m} \end{cases}$ part interpolation

• **Moments en travées**

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 3.54 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 1.04 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Moments sur appuis

$$M_a = Max \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = 1.25 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 2.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 0.69 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 42 : Ferrailage de balcon type 03 Etage courant.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{smin}	A _{adopte}	S _t
Travée	x-x	3.54	0.014	0.018	13.40	0.76	1.43	3HA12=3.39	33
	y-y	1.04	0.004	0.005	13.47	0.22	1.2	3HA12=3.39	33
Appuis	x-x	2.09	0.008	0.010	13.45	0.45	1.43	3HA12=3.39	33
	y-y	0.69	0.003	0.004	13.48	0.15	1.2	3HA12=3.39	33

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 12.99 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 9.70 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 12.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.99 \times 10^3}{1000 * 135} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3. Vérification à L'ELS

➤ Calcul des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.62 \begin{cases} \mu_x = 0.084 \Rightarrow M_x = 3.27 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.498 \Rightarrow M_y = 1.63 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ part interpolation}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 1.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = Max \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 1.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 0.82 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 43 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	2.78	3.23	6486.57	1.38	15	Cv
	y-y	1.22	3.23	6486.57	0.61	15	Cv
Appuis	x-x	1.64	3.23	6486.57	0.82	15	Cv
	y-y	0.82	3.23	6486.57	0.41	15	Cv

Tableau III. 44 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	σ _{st} < $\bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	2.78	3.23	6486.57	66.02	201.63	Cv
	y-y	1.22	3.23	6486.57	28.97	201.63	Cv
Appuis	x-x	1.64	3.23	6486.57	38.95	201.63	Cv
	y-y	0.82	3.23	6486.57	19.47	201.63	Cv

4. Vérification de la flèche : (B.6.5, 1) [1]

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

Avec : h = 0.15m et L= 2.95m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.051 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = 0.011 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 5.9 \text{ mm}$$

➤ **Position de l'axe nature**

Y = 3.23cm.

I = 6486.57cm⁴

➤ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I₀**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = 8.52 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 30951.28 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.0025$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_t(d - y)}{I} = 28.97$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.54$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 8.4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 6150 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{1.22 \times 10^6 \times 2950^2}{10 \times 32164.2 \times 6150 \times 10^4} = 0.54 \text{ mm}$$

$$f = 0.54 \text{ mm} \leq f = 5.9 \text{ mm}$$

donc la flèche est vérifiée

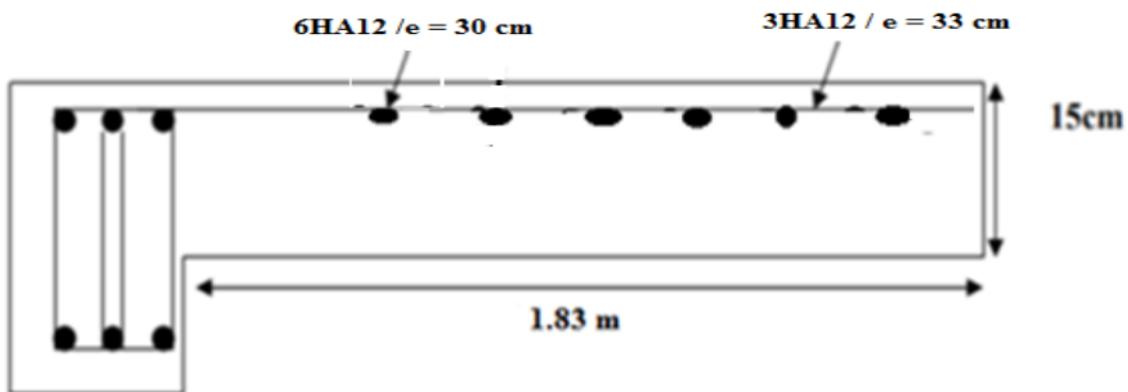


Figure III. 16 : Schéma de ferrailage de balcon type 03 (Etage courant).

III.3.3.2. Calcul en terrasse inaccessible

1. Ferrailage du balcon à L'ELU

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $q_u = 11.76 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 8.6 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des sollicitations

$$\rho = 0.62 \begin{cases} \mu_x = 0.0784 \Rightarrow M_x = 3.09 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.331 \Rightarrow M_y = 1.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2.63 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = 0.93 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 1.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 0.51 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 45 : Ferrailage de balcon type 03 terrasse inaccessible.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{smin}	A _{adopte}	S _t
Travée	x-x	2.63	0.010	0.013	13.43	0.56	1.43	3HA12=3.39	33
	y-y	0.77	0.003	0.004	13.48	0.16	1.2	3HA12=3.39	33
Appuis	x-x	1.55	0.006	0.008	13.46	0.33	1.43	3HA12=3.39	33
	y-y	0.51	0.002	0.003	13.48	0.11	1.2	3HA12=3.39	33

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 9.60 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 7.17 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 9.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{9.60 \times 10^3}{1000 * 135} = 0.071 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3. Vérification à L'ELS

➤ Calcul des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.62 \begin{cases} \mu_x = 0.084 \Rightarrow M_x = 2.42 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.498 \Rightarrow M_y = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2.06 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = 0.73 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5M_x = 1.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 0.61 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes :

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 46 : Vérification des contraintes de béton à l’ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	x-x	2.06	3.23	6486.57	1.03	15	Cv
	y-y	0.91	3.23	6486.57	0.45	15	Cv
Appuis	x-x	1.21	3.23	6486.57	0.60	15	Cv
	y-y	0.61	3.23	6486.57	0.30	15	Cv

Tableau III. 47 : Vérification des contraintes d’acier à l’ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st}	σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	x-x	2.06	3.23	6486.57	48.92	201.63	Cv
	y-y	0.91	3.23	6486.57	21.61	201.63	Cv
Appuis	x-x	1.21	3.23	6486.57	28.74	201.63	Cv
	y-y	0.61	3.23	6486.57	14.49	201.63	Cv

4. Vérification de la flèche :(B.6.5, 1) [1]

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

Avec : h = 0.15m et L= 2.95m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.051 < 0.062 \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.051 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.011 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Donc il y’a un risque de flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 5.9\text{mm}$$

➤ Position de l’axe nature

$$Y = 3.23\text{cm.}$$

$$I = 6486.57\text{cm}^4$$

➤ Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = 8.52 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 30951.28 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.0025$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_t(d - y)}{I} = 21.61$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.59$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 8.4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 5716.32 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{0.91 \times 10^6 \times 2950^2}{10 \times 32164.2 \times 5716.32 \times 10^4} = 0.43 \text{ mm}$$

$$f = 0.43 \text{ mm} \leq f = 5.9 \text{ mm}$$

donc la flèche est Vérifiée

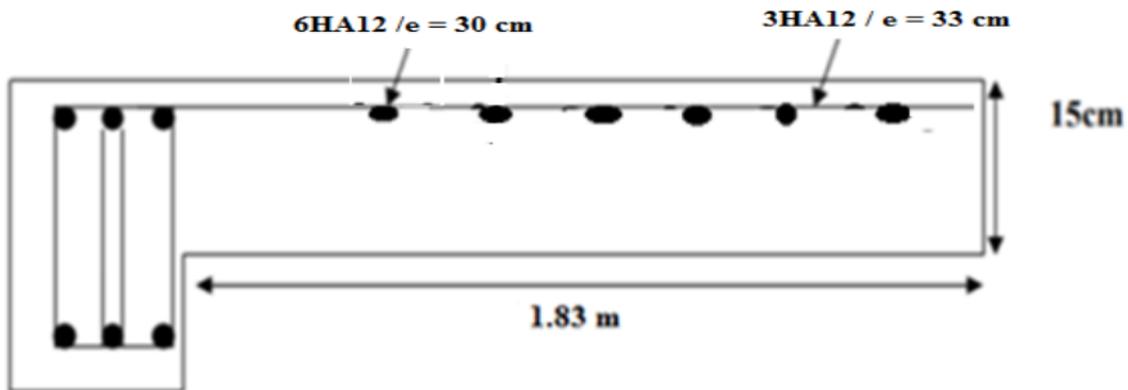


Figure III. 17 : Schéma de ferrailage de balcon type 03 (terrasse inaccessible).

III.4. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers.

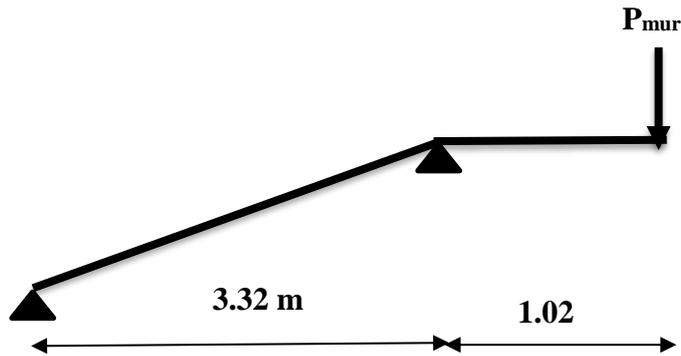


Figure III. 18 : Schéma statique

III.4.1. Charges et surcharges

Palliasse : $G_1 = 8.38 \text{ KN/m}^2$

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Palier : $G_2 = 5.90 \text{ KN/m}^2$

$$Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}}(H-e) = 2.84(1.62-0.15) = 4.17 \text{ KN/m}^2$$

III.4.1. Combinaisons des charges

➤ Calcul des charges à l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

- **ELU**

- a) **Palier**

$$q_{u\text{pa}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.90 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{11.72 \text{ KN/m}}$$

- b) **Palliasse**

$$q_{u\text{ps}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 8.38 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{15.06 \text{ KN/m}}$$

- c) **Mur extérieure**

$$P_{\text{mur}} = 4.17 \times 1.35 = \mathbf{5.63 \text{ KN/m}}$$

- **ELS**

- a) **Palier**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.90 + 2.5) \times 1 = \mathbf{8.4 \text{ KN/m}}$$

- b) **Palliasse**

$$p_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (8.38 + 2.5) \times 1 = \mathbf{10.88 \text{ KN/m}}$$

c) Mur extérieure

$P_{mur} = 4.17 \text{ KN/m}$

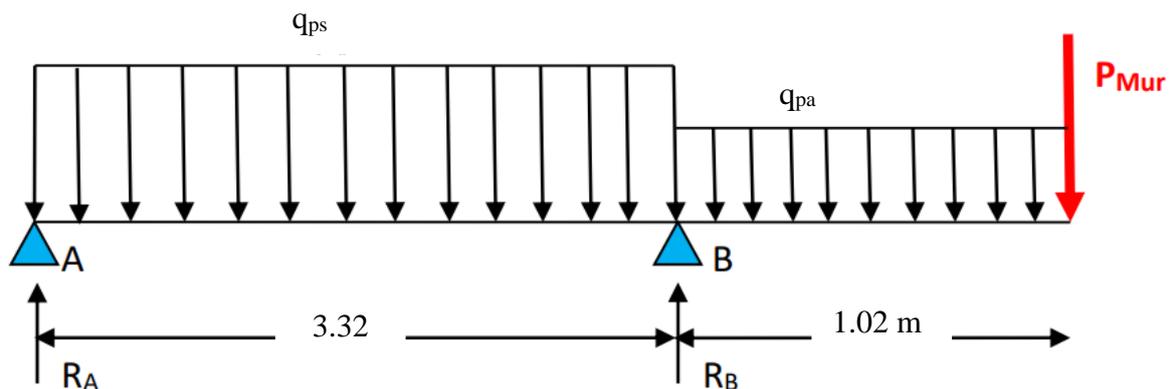
Tableau III. 48 : Combinaisons des charges l’escalier.

Combinaisons	ELU	ELS
Palier (KN/ml)	11.72	8.4
Palliasse (KN/ml)	15.06	10.88
Mur extérieure	5.63	4.17

L’escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte les 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. Calcul des sollicitations



➤ Calcul des réactions

- ELU

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.32 - \left(15.06 \times \left(\frac{3.32}{2} \right)^2 \right) - \left(11.72 \times 1.02 \times \left(\frac{1.02}{2} + 3.32 \right) \right) - (5.63 \times 4.34) = 0 \Rightarrow R_B = 46.15 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3.32 + \left(15.06 \times \left(\frac{3.32}{2} \right)^2 \right) - \left(11.72 \times \left(\frac{1.02}{2} \right)^2 \right) - (5.63 \times 1.02) = 0 \Rightarrow R_A = 21.43 \text{ KN.m}$$

- Vérification

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.06 \times 3.32) + (11.72 \times 1.02) + (5.63) = 67.58 \text{ KN.m}$$

$$R_A + R_B = 21.43 + 46.15 = 67.58 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Calcul des moments et efforts tranchants

• ELU

Pour : $0 \leq x \leq 3.32$ m

Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 21.43 - 15.06 x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 21.43 \text{ KN}$$

$$x = 3.32 \rightarrow T(x) = -28.57 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = 21.43 x - 15.06 \frac{x^2}{2}$$

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

$$x = 3.32 \rightarrow M(x) = -11.85 \text{ KN.m}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.02$ m

Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = -11.72 x - 5.63$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = -5.63 \text{ KN}$$

$$x = 1.02 \rightarrow T(x) = -17.58 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M(x) = -11.72 \frac{x^2}{2} - 5.63x$$

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

$$x = 1.02 \rightarrow M(x) = -11.85 \text{ KN.m}$$

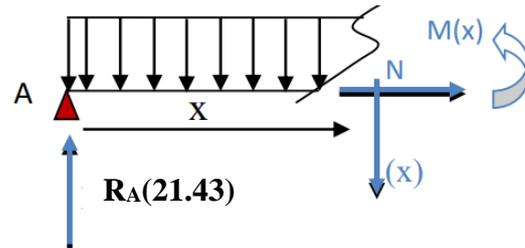
Le moment $M(x)$ est maximum pour la valeur de $T(x) = 0$

$$T(x) = 21.43 - 15.06 x = 0$$

$$X = 1.42$$

$$M(x) = 21.43 x - 15.06 \frac{x^2}{2} \rightarrow M(1.42) = 15.25 \text{ KN.m}$$

15.06 KN/ml



$P_{mur} = 5.63 \text{ KN/ml}$

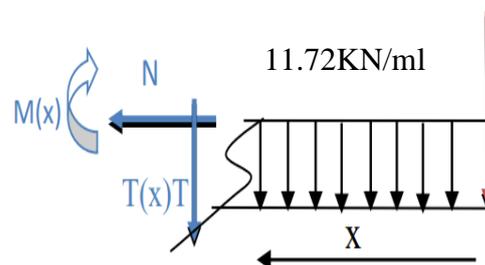


Tableau III. 49 : Récapitulatif des sollicitations.

	Réactions		M _{max} (KN.m)	M _a (KN.m) 0.50M _{max}	M _t (KN.m) 0.85M _{max}	T _{max} (KN)
	R _A	R _B				
ELU	21.43	46.15	15.25	7.63	12.96	28.57
ELS	15.46	33.40	10.98	5.49	9.33	/

III.4.3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple sur une bande de 1mètre avec fissuration peu préjudiciable.

1. Armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) ; Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ ($A_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Avec : $\sigma_s = 348$ MA ; $f_{bu} = 14,17$ MPa.

Tableau III. 50 : Ferrailage des escaliers.

Section	M _u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z	A _s (cm ²)	A _{s min}	A _s Adopté (cm ²)
appui	7.63	100	16.2	0,021	0,027	0,977	1.37	1.95	3T10=2.36
travée	12.96	100	16.2	0,035	0,045	0,961	2.35	1.95	4T12=4.52

2. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

- En appui : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59$ cm². On adopte 3T10 = 2.36cm²
- En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$ cm². On adopte 3T10 = 2.36cm²

❖ Espacement des barres

➤ Armatures longitudinales : **St ≤ min (3h ; 33cm)**

En appui: **St = 33 cm**

En travée : **St = 25 cm**

➤ Armatures de répartition : **St ≤ min (4h ; 45cm)**

St = 33cm

3. Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2]

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul.

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration peu préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0,18 \text{ Mpa}$$

V_u^{\max} : L'effort tranchant ultime max.

$$\tau_u = \mathbf{0,18 \text{ Mpa}} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

4. Vérification des contraintes à ELS

➤ **Position de l'axe neutre**

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

En travée : $50y^2 - 15 \times 4,52 (16,2 - y) = 0 \rightarrow y = \mathbf{4,05 \text{ cm}}$

Sur appui : $50y^2 - 15 \times 2,36 (16,2 - y) = 0 \rightarrow y = \mathbf{3,05 \text{ cm}}$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A'_{sc}(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

En travée : **I = 12223.14 cm⁴**

Sur appui : **I = 7067.21 cm⁴**

Tableau III. 51 : Vérification des contraintes à ELS.

section	Moment ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	obs
Appui	5.49	100	16.2	2.36	3.05	7067.21	2.37	15	CV
Travée	9.33	100	16.2	4.52	4.05	12223.14	3.09	15	CV

5. Vérification de la flèche

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.2) [3].

$L = 4,34 \text{ m}; h = 18 \text{ cm}; M_{0 \text{ ser}} = 10,98 \text{ KN.m}; M_t = 9,33 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{434} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{18}{434} = 0,041 < \frac{9,33}{10 \times 10,98} = 0,085 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 16,2} = 0,0027 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$\Delta f_t \leq \bar{f}$ Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour } L \geq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{pour } L \leq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols } L \leq 2\text{m}$$

Dans notre cas :

$$L = 4,34 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4,34}{500} = 0,009\text{m} = 9 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de flèche total (Δf_t) :**(CBA93 6.5.2)

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10E_i I_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10E_v I_{fv}} \text{ (flèche différée).}$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_{iu}} \text{ (Moment d'inertie fictif instantané).}$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_{vu}} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{32164,20 \text{ MPa}}$$
 (Module d'élasticité instantanée)

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818,87 \text{ MPa}}$$
 (Module d'élasticité différée)

➤ **Position de l'axe nature**

$$Y = 4,05\text{cm.}$$

$$I = 12223,14\text{cm}^4$$

➤ **Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

(Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité y_g).

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = \mathbf{10.24 \text{ cm.}}$$

$$I_0 = \mathbf{53782.14 \text{ cm}^4}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} ; \text{ dans notre cas } b_0=b=100\text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 16.2} = \mathbf{0,0027} \text{ , (\% taux d'Armature)}$$

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3\frac{100}{100})0,0027} = \mathbf{7.77}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 7.77 = \mathbf{3.10}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M(d-y)}{I} \text{ (Contrainte dans l'acier)}$$

➤ **Calcul le moment fléchissant à ELS**

- **Calcul de (f_{gv} et f_{gi}) dus par la charge permanente : G**

$$\text{Palier } G = 5.90 \text{ KN/m}^2 ; \text{ paillasse } G = 8.38 \text{ KN/m}^2 ; M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} ; q_{eq} = \frac{q_{pa} \times l_{pa} + q_{ps} \times l_{ps}}{l_{ps} + l_{pa}}$$

$$M_0 = 18.35 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 18.35 \times 0.85 = 15.59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 15,59 \times 10^6 (162 - 40.5)}{12223.14 \times 10^4} = \mathbf{232.45 \text{ Mpa}}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0027 \times 232.45 + 2,1} = \mathbf{0.20}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 53782.14}{1 + (7.77 \times 0.20)} = \mathbf{23163.80 \text{ cm}^4}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 53782.14}{1 + (3.10 \times 0.20)} = \mathbf{36518.73 \text{ cm}^4}$$

$$f_{gi} = \frac{M L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{15.59 \times (4.34 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 23163.80 \times 10^4} = \mathbf{3.94 \text{ mm}}$$

$$f_{gv} = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{15.59 \times (4.34 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818.87 \times 36518.73 \times 10^4} = \mathbf{7.43 \text{ mm}}$$

- **Calcul de f_{ji} : la charge Permanente :(pois propre du béton seul G0)**

$$\text{Palier} = 4.50 \text{ KN/ml} ; \text{ paillasse} = 5.93 \text{ KN/ml} ; M_0 = 13.17 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 11.19 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M(d-y)}{I} = \mathbf{166.84 \text{ MPa}}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.05$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i u} = 42607.38 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 1.53 \text{ mm}$$

- Calcul de f_{pi} du par la charge (G+Q)

Palier = 8.60KN/m² ; paillasse=13.24KN/mm ; M₀=24.24KN.m ; M_{ser} =20.60KN.m

$$\sigma_s = \frac{15.M(d-y)}{I} = 307.15 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.32$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i u} = 16968.89 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 7.10 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (7.43 - 1.53) + (7.10 - 3.94) = 9 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

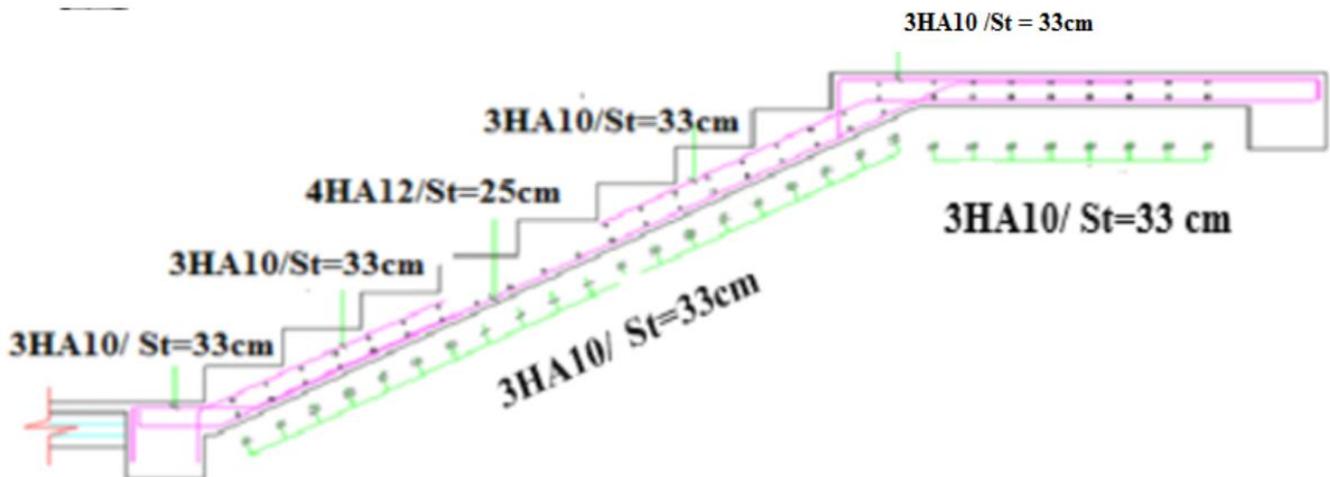


Figure III. 19 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5. Calcul de la poutre palière

III.5.1. Introduction

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire calculée aux sollicitations de flexion et de torsion.

Le moment d'appui des escaliers provoque un moment de torsion ; ce dernier atteint sa valeur maximale au niveau des appuis.

III.5.2. Pré dimensionnement

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

$$L = 2.60 \text{ m} \Rightarrow \frac{260}{15} = 17.33\text{cm} \leq h \leq \frac{260}{10} = 26\text{cm}$$

Donc on adopte : **h =35 cm. b = 30cm**

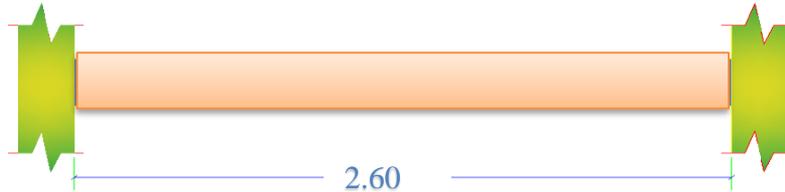


Figure III. 20 : Poutre palière.

Selon l’article 7.5.1 de l’RPA99/2024, la poutre doit respecter les dimensions ci-après :

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

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ vérifiée.

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots$$
 vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de (30*35) cm².

III.5.3. Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre : $0.30\text{m} \times 0.35\text{m} \times 25 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{2.63 \text{ KN/m}^2}$
- Réaction des escaliers :
 - à l’ELU 46.15 KN/ml
 - à l’ELS 33.40 KN/ml

➤ **Combinaison des Charge**

- ELU : $q_u = 1.35 \times 2.63 + 46.15 = \mathbf{49.70\text{KN/m}}$
- ELS : $q_s = 2.63 + 33.40 = \mathbf{23.70\text{KN/m}}$

III.5.4. Calcul des sollicitations

III.5.4.1. Effort tranchant et moment fléchissant

1. Effort tranchant

- ELU

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \mathbf{64.61\text{KN}}$$

• ELS

$$T_u = \frac{q_s l}{2} = 46.84 \text{ KN}$$

2. Moment fléchissant

➤ En travée

- ELU

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 14 \text{ KN.m}$$

- ELS

$$M_{ts} = \frac{q_s l^2}{24} = 10.15 \text{ KN.m}$$

➤ Sur appuis

- ELU

$$M_{au} = -\frac{q_u l^2}{12} = -28 \text{ KN.m}$$

- ELS

$$M_{as} = -\frac{q_s l^2}{12} = -20.30 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant résume le résultat précédent

Tableau III. 52 : Sollicitation du calcul.

	R (KN) escalier	M (KN.m)		T (KN)
	Palier	Travée	Appui	
ELU	46.15	14	28	64.61
ELS	33.40	10.15	20.30	46.84

III.5.5. Ferrillages de la poutre palière à la flexion

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_s d \sigma_s} ; Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ ($A_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Tableau III. 53 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion.

Section	M _u (KN.m)	b (cm)	d (cm) 0.9h	μ	α	Z	A _s (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s Adopté (cm ²)
Appui	28	30	31.5	0.066	0.085	30.43	2.64	1.14	3T12= 3.39
Travée	14	30	31.5	0.033	0.042	30.97	1.30	1.14	3T12= 3.39

III.5.5.1. Vérification de l’effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1) [2]

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa})$

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration peu nuisible

V_u : l’effort tranchant ultime max.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.68 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

➤ **Espacement des armatures transversales**

A partir des conditions de **C.B.A 93 (art A.5.1.2.2)** [3].les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm}$$

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

➤ **Armatures transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis, et on calcul A_{trans} :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tran} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{cm}^2 \\ A_{tran} \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = A_{tran} \geq 0.07 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_t = \max(0.45 \text{ cm}^2; 0.07 \text{cm}^2), \text{ donc on prend } A_{tran} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 **cm**²

III.5.5.2. Vérification des contraintes à ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc il n’y a pas de vérification à faire sur l’état de l’ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l’état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2) [3].

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'sc(y - c') - 15As(d - y) = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'sc(y - d')^2 + 15Ast(d - y)^2$$

Tableau III. 54 : Vérification des contraintes à ELS.

Section	Moment ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	Obs
Appui	20.30	30	31.5	3.39	8.78	33017.05	5.40	15	CV
Travée	10.15	30	31.5	3.39	8.78	33017.05	2.70	15	CV

III.5.5.3. Vérification de la flèche

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.1) [3].

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{260} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{260} = 0,13 \geq \frac{10.62}{10 \times 12.02} = 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.004 < \frac{4,2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots CV$$

Donc La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

III.5.6. Calcul de la poutre palière à la torsion

III.5.6.1. Moment de torsion (M_{Tor})

La poutre palière est soumise à deux moments de torsion de palier et de paillasse.

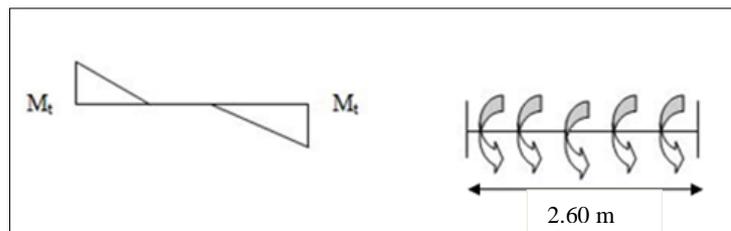


Figure III. 21 : La poutre palière à la torsion.

$$M_{tor} = \frac{L}{2} M_{appui\ escalier} = \frac{2.6}{2} \times 7.63 = 9.92 \text{ KN.m}$$

III.5.6.2. Contrainte tangentielle de torsion

$$\tau_u = \frac{M_t}{2.\Omega.b_0} \text{ Avec :}$$

$\Omega = (h - b_0) (b - b_0)$, aire du contour à mi- épaisseur

$$b_0 = \frac{b}{6} \text{ épaisseur de la section creuse ; } b_0 = \frac{30}{6} = \mathbf{5\text{ cm}}$$

$$\Omega = (h - b_0) (b - b_0) = (350 - 50) (300 - 50) = \mathbf{75000\text{ mm}^2}$$

$$\tau_u = \frac{9.92 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = \mathbf{1.32\text{ Mpa}}$$

D'après le (BAEL 91 article A.5.4.3) [1]

On doit vérifier que :

$$\tau_{u_{tor}}^2 + \tau_{u_{flex}}^2 < \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_{u_{tor}}^2 + \tau_{u_{flex}}^2 = 1.32^2 + 0,68^2 = \mathbf{2.20\text{ MPa}} < \bar{\tau}_u^2 = (3,33)^2 = \mathbf{11,08\text{ MPa}} \dots \dots \text{ CV}$$

III.5.6.3. Détermination des armatures

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l \geq \frac{M_{tor} \cdot \gamma_s \cdot \mu}{2.\Omega.f_e} \text{ , Avec : } \mathbf{U = 2 \times [(b - b_0) + (h - b_0)]}$$

$$\mu = \mathbf{2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{ cm}} \text{ , (périmètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace)}$$

$$A_l \geq \frac{9.92 \times 10^5 \times 1,15 \times 110}{2 \times 75000 \times 400} = \mathbf{2.09\text{ cm}^2}$$

Soit : **2HA12 = 2.26cm²**

➤ **Armatures transversales**

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \geq \frac{M_{tor}}{2.\Omega} \Rightarrow A_t \geq \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2.\Omega \cdot f_e} = \frac{9.92 \times 10^5 \times 25 \times 1,15}{2 \times 75000 \times 400} = \mathbf{0.48\text{ cm}^2}$$

On adopte : **A = 4HA8 = 2.01cm²**

➤ **Armatures totales : (flexion+ torsion)**

Pour les armatures longitudinales :

Tableau III. 55 : Ferrailage totales (flexion +torsion).

	flexion	torsion
Appui	3 HA12	2HA12
Travée	3 HA12	

Pour les armatures transversales on adopte :

Cadres de T8 + Etrier de T8 + Epingle de T8.

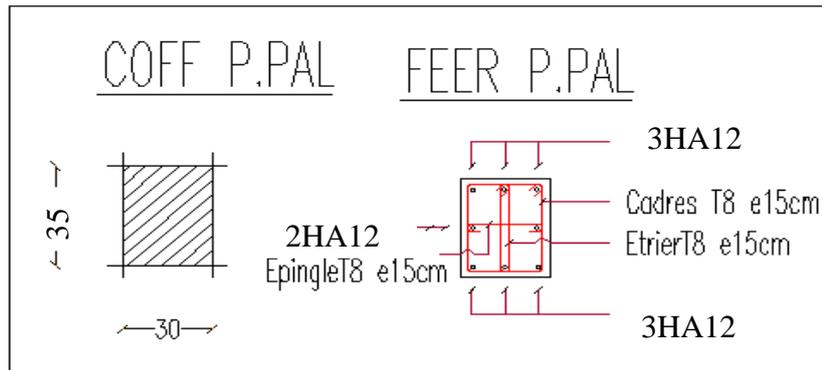


Figure III. 22 : Schéma de ferrailage poutre palière.

III.6. Acrotère

III.6.1. Définition

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul s'effectue en flexion composée pour une bande de 1ml et sous une charge permanente représentant le poids propre de la console et une charge d'exploitation de 100 kg/m² due au poids de la main courante.

III.6.2. Evaluation des Charges

Poids propre de l'acrotère : **G = 2.38 KN/ml**

Surcharge (la main courante) : **Q = 1.00 KN/ml**

III.6.3. Vérification au séisme

D'après le RPA99V2024 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_p$$

Il faut que : $F_{pk} < 1.5 Q$

Avec :

F_{pk} : forces horizontales de calcul agissant sur l'acrotère

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

La structure est installée dans une zone V avec groupe d'usage 2.

Donc : **A= 0.25**

- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

➤ **I=1**

- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
 - **S=1.3**
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
 - **Cp=0.8**
- Wp : Poids de l'élément considéré
 - **Wp=2.38 KN/ml**
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
 - **H=20.04m**
- hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base
 - **H_z = 0.6m**

$$F_{pk} = (0.25 \times 1 \times 1.3) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.6}{20.04}\right) \times 2.38 = \mathbf{0.67KN} < \mathbf{1.5Q} \dots \dots \mathbf{cv}$$

III.6.4. Calcul des sollicitations : [8]

➤ **Etat limite ultime (E.L.U)**

G : effort qui stabilise l'acrotère donc il n'y a pas de majoration de la charge permanente.

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2.38 = \mathbf{3.21 KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = \mathbf{0.9 KN.m}$
- L'effort tranchant dû à Q : $T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 KN}$

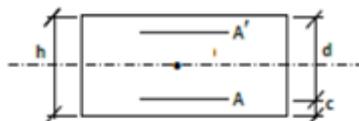
➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

- Effort normal de compression dû à G : $N_s = G = \mathbf{2.38 KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = \mathbf{0,6 KN.m}$
- L'effort tranchant dû à Q : $T_s = Q = \mathbf{1 KN}$

III.6.5. Calcul de Ferrailage : [8]

- Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire c'est-à-dire de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable, en plus l'élément est exposé aux intempéries donc l'enrobage (c) est pris égale à 2 cm.
- Le calcul consiste à étudier une section rectangulaire à la flexion composée.

- h = 10 cm;
- b = 100 cm;
- d = h - c = 8cm.



➤ **Calcul d'excentricité**

Selon l'article A.4.3.5CBA93 [3], on adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

Avec ;

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = e_0 + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

➤ **Excentricité de la résultante**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{0.9}{3.21} = \mathbf{0.28m = 28cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = \mathbf{0.017 = 1.7cm}$$

$e_0 = 28cm > \frac{h}{6} = 1,7cm \rightarrow$ la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_{fic}) puis on se ramène à la flexion composée.

1. Calcul de flexion simple

➤ **Moment fictif (M_{fic})**

$$M_{fic} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{fic} = 0.9 + 3.21 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = \mathbf{0.996 KN.m}$$

$$\mu_{fic} = \frac{M_{fic}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.996 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = \mathbf{0.011 \text{ (Moment réduite fictif)}}$$

$\mu_{fic} = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186$ donc ($A_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha_{fic} = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,014}$$

$$Z_{fic} = d(1 - 0,4\alpha_{fic}) = \mathbf{7.96 cm}$$

$$A_{s\text{fic}} = \frac{M_{\text{fic}}}{Z\sigma_s} = \frac{0.996 \times 10^6}{79.6 \times 348} = 36\text{mm}^2 = \mathbf{0.36\text{cm}^2}$$

Donc les armatures au flexion composé A_s sont :

$$A_s = A_{s\text{fic}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \mathbf{27\text{mm}^2}$$

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

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0.966 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_{\text{min}} ; A_{s\text{scal}}) \rightarrow A_s = \max(0.966; 0.27)$$

Donc $A_s = 0.966 \text{ cm}^2$. On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

➤ **Espacement des barres**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 10 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{s\text{adoptè}}}{4} = \mathbf{0.50 \text{ cm}^2}$$

Alors : $A_r = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 33 \text{ cm}$

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 [1] A.5.1.1) :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime de calcul.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.019 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

3. Vérification des contraintes à ELS : [8]

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ (C. B. A93 A4.5.2) [2].

Pour l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$ (C. B. A A. 4.5.3.3) [2].

➤ **Calcul σ_{bc} et σ_{st}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_{ser}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

I : le moment d'inertie de la section homogène réduit

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2]$$

y_{ser} : distance entre l'axe neutre et le fibre la plus comprimée (supérieur)

Les données sont :

$$N_{ser} = 2.38 \text{ KN}$$

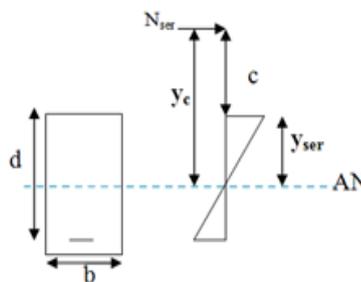
$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$(A_s)' = 0$$

$$A_s = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 8 \text{ cm}$$



➤ **Détermination de y_c (distance entre le centre de pression et l'axe neutre de la section)**

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on obtient :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c est la solution de l'équation

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

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

c : distance de centre de pression à la fibre supérieure

$$c = d - e_A$$

$$e_A = d - \frac{h}{2} + e_s$$

on a : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.38} = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$

$$e_A = 8 - \frac{10}{2} + 25 = 28 \text{ cm}$$

$$c = 8 - 28 = -20 \text{ cm}$$

On aura :

$$P = -3(-20)^2 - 0 + 90 \times 2,01 \frac{(8 + 20)}{100} = -1149.35 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(-20)^3 - 0 - 90 \times 2,01 \frac{(8 + 20)^2}{100} = 14581.74 \text{ cm}^2$$

Et l'équation deviendra :

$$y_c^3 - 1149.35y_c + 14581.74 = 0$$

La résolution de cette équation est obtenue par la méthode suivant :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (14581.74)^2 + \frac{4(-1149.35)^3}{27}$$

$$\Delta = -12305833.74 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 14581.74}{2 \times (-1149.35)} \sqrt{\frac{-3}{-1149.35}}$$

$$\cos \varphi = -0.97 \Rightarrow \varphi = 165.93^\circ$$

$$\delta = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1149.35}{3}} = 39,15$$

$$y_{c1} = \delta \cos \frac{\varphi}{3} = 39.15 \cos \frac{165.93}{3} = 22.28 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = \delta \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 39.15 \cos\left(\frac{165.93}{3} + 120\right) = -39.02 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = \delta \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 39.15 \cos\left(\frac{165.93}{3} + 240\right) = 16.74 \text{ cm}$$

Puis :

$$y_{ser} = y_c + c$$

(Représente la distance du centre de pression à l'axe neutre a fibre supérieure de la section.)

Le calcul de y_c s'effectue dans le cas $\Delta < 0$, on choisit les trois solutions y_{c1} , y_{c2} , y_{c3} celle qui donne $0 < y_{ser} < d$

Donc on prend : $y_{c1} = 22.28 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 22.28 - 20 = 2.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A_{s'}(y_{ser} - d')^2] = 1381.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_{ser} = 0,99 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 37.26 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

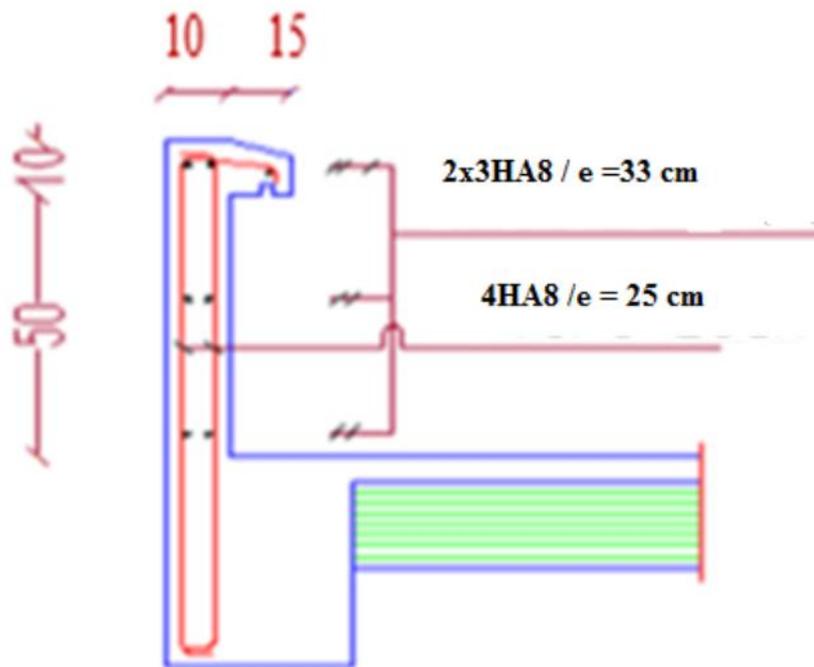


Figure III. 23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier nécessaires afin de reprendre les différentes charges revenant aux éléments secondaires. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés conformément aux règles CBA et RPA 99 version 2024 comme auparavant détaillé.

CHAPITRE IV :

Etude sismique

IV.1. Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une perte d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol, plus ou moins amplifiés dans la structure, excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Par conséquent, il est nécessaire d'étudier et de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage faisant l'objet de notre projet de fin d'étude.

IV.2. Objective de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure durant la vibration libre non amortie (VLNA). Ce qui présente une tâche souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres est une tâche extrêmement complexe. L'utilisation d'un logiciel par éléments finis comme ROBOT, SAP2000 ou ETABS aboutit à une meilleure manière pour définir les caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Selon **RPA99 V2024** [3] le calcul de la force sismique peut être mené suivant ces trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente [3]

- **Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, 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).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, en outre que les conditions de hauteur énoncées en a).

- **Modélisation**

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

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.

- **Modélisation**

La modélisation doit considérer divers aspects :

- a) Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) 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 (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [3]

- **Principe de la méthode**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats.

- **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul

- ❖ **Méthode D'analyse Modale Spectrale**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **Zone 0** : Très faible.
- **Zone I** : Faible.
- **Zone IIa et IIb** : Faible à moyenne.
- **Zone III** : Moyenne.
- **Zone IV** : Moyenne à élevée.
- **Zone V & VI** : Élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité élevée (zone V)

❖ Classification de l'ouvrage

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et sociale.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2).

Le calcul de la force sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

IV.4. Modélisation de la structure

IV.4.1. Introduction

Robot structural analyses professionnelle 2014 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de modéliser et calculer des structures (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.) et réaliser les vérifications nécessaires ainsi que de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Il permet, en outre, la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2024 » [3] et les Règles C.B.A/93 [2].

➤ Définition de la structure

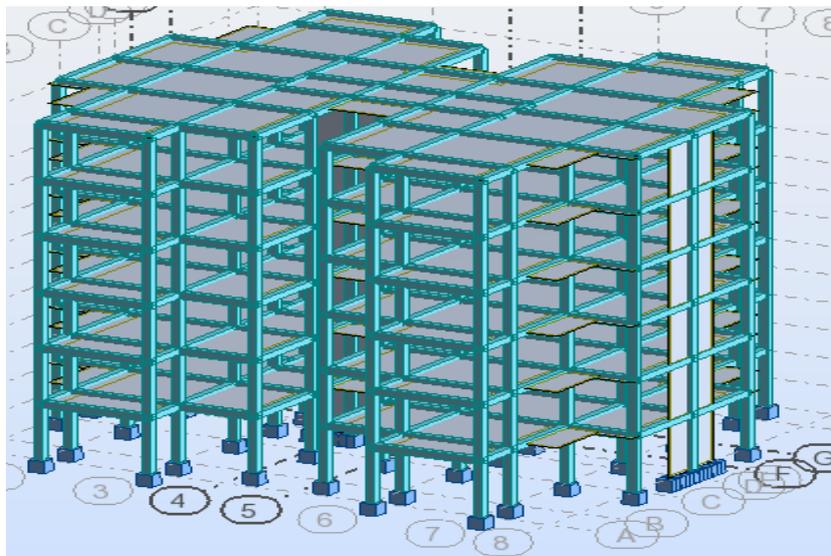


Figure IV. 1 : Vue globale de la structure.

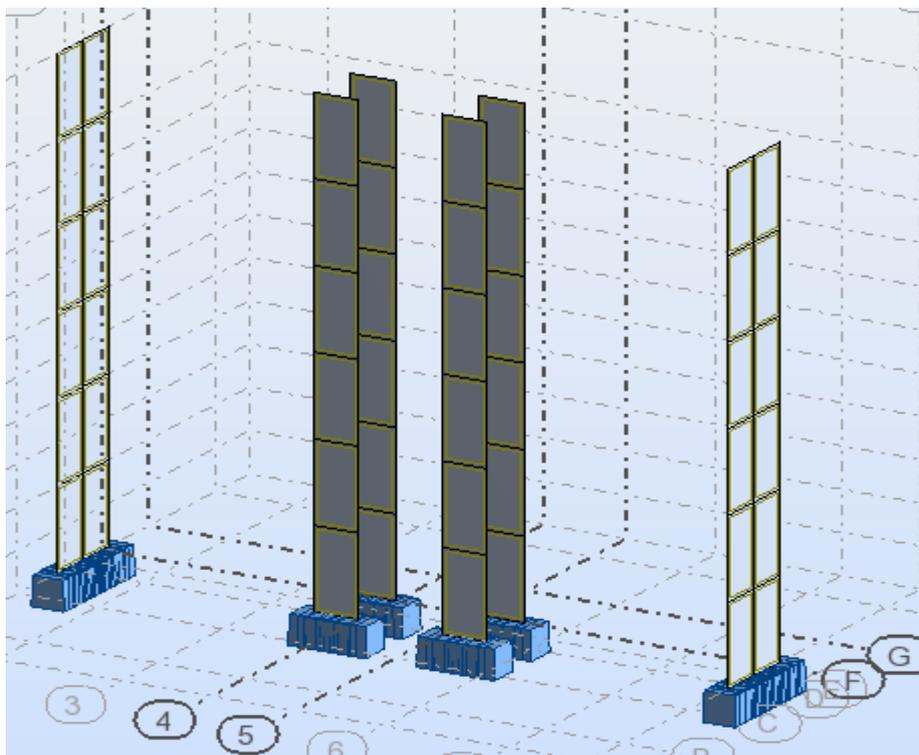


Figure IV. 2 : Disposition des voiles dans le bâtiment.

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{ si } T_0 \leq (2. T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, \text{ autrement.} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux}$$

Où :

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure.

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau IV. 1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i .

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement	0.2
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.3
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
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

avec :

- $T_{empirique}$ [unite en s] : période fondamentale
- h_N [unite en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton arme ou en acier avec remplissage, en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

IV.4.4. Spectre de calcul

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A. I. S.} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T < T_1 \\ \text{A. I. S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T < T_2 \\ \text{A. I. S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \\ \text{A. I. S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ;

- R : coefficient de comportement de la structure.

Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R.

Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton arme	
Système à ossature	5.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
Système de contreventement constitue par des voiles	4.5 ^(b)
Système à ossature a noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
Système fonctionnant en console verticale a masses réparties prédominantes	3 ^(b)
Système en pendule inverse	2 ^(c)
Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

- **Q_F** : facteur de qualité

$$Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Où :

- **P_q** est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- **i** est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q.

Catégorie	Critère, q	P _q	
		Observe	N/observe
(a)	1.Regularite en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10

A : coefficient d'accélération de référence de zone

Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

I : Coefficient d'importance.

Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
I	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

S : coefficient de site.

Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV,V et VI).

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
Site: S₁	1.00	0.10	0.40	2.0
Site: S₂	1.20	0.10	0.50	2.0
Site : S₃	1.30	0.15	0.60	2.0
Site : S₄	1.35	0.15	0.70	2.0

IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer

D'après le RPA99/version2024 (article 4.3.3-a), Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Les résultats de l'analyse modale de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.

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]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,95	0,51	0,16	74,47	0,00	0,16	74,47	0,00	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 2	1,98	0,51	74,67	74,64	0,00	74,51	0,17	0,00	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 3	2,19	0,46	77,68	74,64	0,00	3,01	0,00	0,00	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 4	6,48	0,15	90,45	74,67	0,00	12,77	0,02	0,00	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 5	6,86	0,15	90,47	89,64	0,00	0,02	14,97	0,00	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 6	8,23	0,12	90,49	89,64	0,00	0,01	0,00	0,00	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 7	9,14	0,11	90,49	89,64	0,04	0,00	0,00	0,04	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 8	9,15	0,11	90,49	89,64	0,09	0,00	0,00	0,05	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 9	10,77	0,09	90,49	89,64	0,52	0,00	0,00	0,43	1732766,02	1732766,02	1732766,02
3/ 10	10,77	0,09	90,49	89,64	0,54	0,00	0,00	0,02	1732766,02	1732766,02	1732766,02

IV.4.6. Vérification de la période

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.51 s.

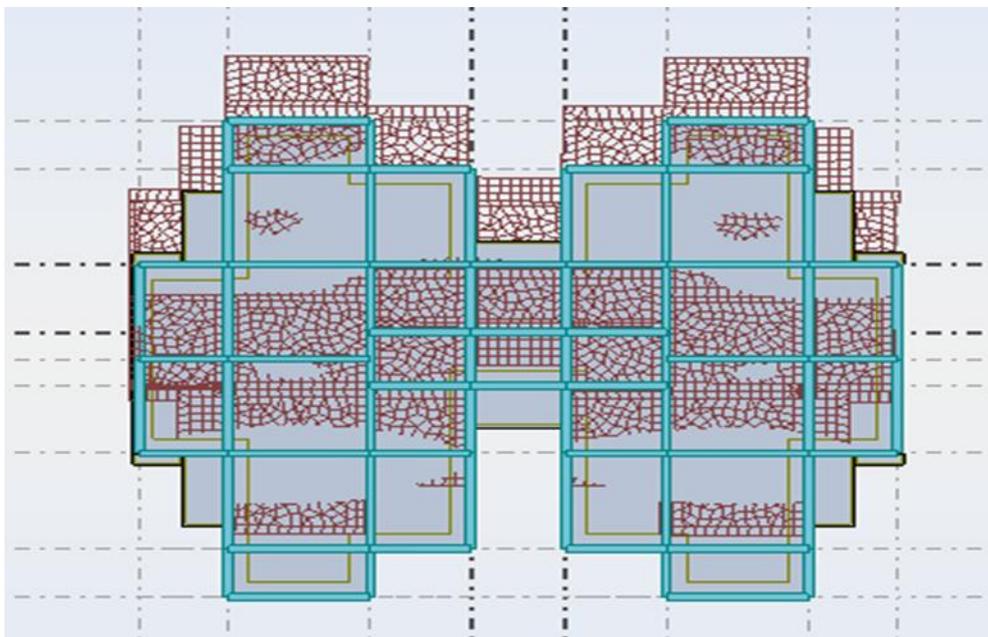


Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.51 s.

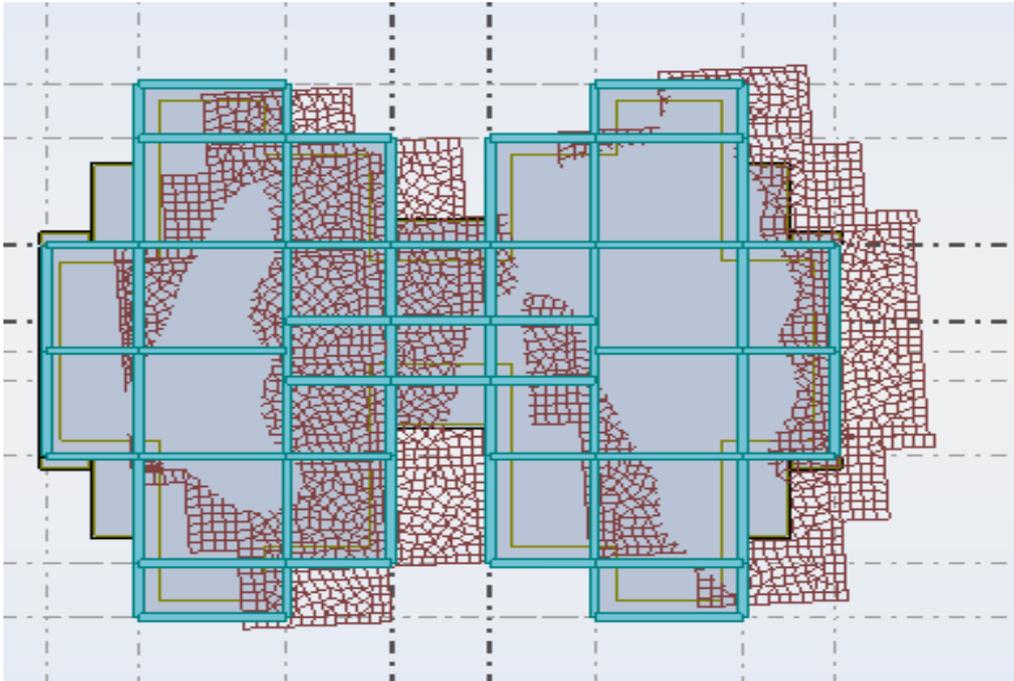


Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.46 s.

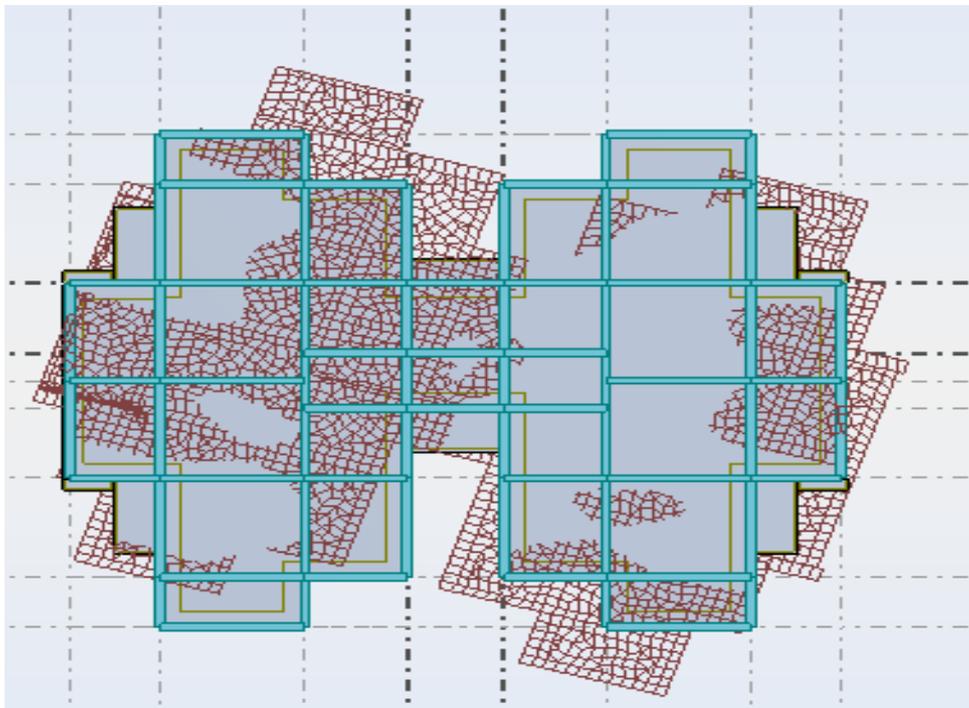


Figure IV. 4 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ROBOT ou d'après les calculs manuels réalisés.

$$S_3 \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}; \quad T_2 = 0.60 \text{ s} \quad ; \quad T_3 = 2 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique (y)}} = 0.51 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (19.44)^{3/4}$$

$$T_{\text{emprique}} = 0.46 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{\text{emprique}} = 1.3 \times 0.46 = 0.60 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{emprique}}$$

$$0.46 < 0.51 < 0.60$$

$$T_0 = T_{\text{emprique}} = 0.46 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique (x)}} = 0.51 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (19.44)^{3/4}$$

$$T_{\text{emprique}} = 0.46 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{\text{emprique}} = 1.3 \times 0.46 = 0.60 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{emprique}}$$

$$0.46 < 0.51 < 0.60$$

$$T_0 = T_{\text{emprique}} = 0.46 \text{ s}$$

IV.5.1. Calcul de la force sismique totale

$$\lambda = 0.85 \rightarrow 0.46 \text{ s} < 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ s}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 16333.37 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 3296.32 \text{ KN}$$

$$\psi = 0.2$$

$$W_i = 16333.37 + 0.2(3296.32) = 16992.63 \text{ KN}$$

$$T_1 \leq T < T_2 : \frac{s_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1.3$$

$$S = 1$$

$$Q_F = 1.15$$

$$R = 5.5$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1.3 \times 1 \times \left[2.5 \frac{1.15}{5.5} \right] = \mathbf{0.170}$$

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.170 \times 16992.63 \rightarrow V = \mathbf{2455.44 \text{ KN}}$$

Tableau IV. 9 : La force sismique V dynamique à la base.

Direction	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Constatation
Sens x	1964.35	2257.08	Condition vérifié
Sens y	1964.35	2205.77	Condition vérifié

➤ **Centre de masse et centre de torsion**

Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	1.87	10.29	1.87	10.44
1 ^{er} Etage	1.87	10.29	1.87	10.44
2 ^{eme} Etage	1.87	10.29	1.87	10.44
3 ^{eme} Etage	1.87	10.29	1.87	10.44
4 ^{eme} Etage	1.87	10.29	1.87	10.44
5 ^{eme} Etage	1.86	10.21	1.88	10.17

➤ **Calcul d'excentricité**

Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0.00	0.15	1.21	1.02
1 ^{er} Etage	0.00	0.15	1.21	1.02
2 ^{eme} Etage	0.00	0.15	1.21	1.02
3 ^{eme} Etage	0.00	0.15	1.21	1.02
4 ^{eme} Etage	0.00	0.15	1.21	1.02
5 ^{eme} Etage	0.01	0.04	1.21	1.02

IV.5.2. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme

Tableau IV. 12 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.

Plancher	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (kN)	V_y (KN)
RDC	0.2	0.1	2255.64	2204.01
1 ^{er} Etage	0.5	0.4	2171.06	2127.99
2 ^{eme} Etage	0.8	0.7	1956.63	1931.29
3 ^{eme} Etage	1.1	1.0	1634.27	1630.57
4 ^{eme} Etage	1.4	1.3	1203.41	1221.14
5 ^{eme} Etage	1.6	1.5	654.48	680.21

IV.5.3. Calcul de déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient 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. 13 : Vérification de déplacement.

Plancher	U_x (m)	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	U_y (m)	$\delta_{k(m)}$	$\Delta k_{(m)}$	H/100	Constataion
RDC	0,002	0,01	0,01	0.001	0.005	0,005	0.324	C - V
1 ^{er} Etage	0,005	0,024	0,014	0.004	0.019	0,014	0.324	C - V
2 ^{eme} Etage	0.008	0,038	0,014	0.007	0.033	0,014	0.324	C - V
3 ^{eme} Etage	0,011	0,053	0,015	0.01	0.048	0,015	0.324	C - V
4 ^{eme} Etage	0,014	0,067	0,014	0.013	0.062	0,014	0.324	C - V
5 ^{eme} Etage	0,016	0,077	0,01	0.015	0.072	0,01	0.324	C - V

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

➤ 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 en 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

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum W_k \cdot b_k}{\sum F_k \cdot h_k} > 1.3$$

Sens x

Tableau IV. 14 : Vérification au renversement sens x.

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
RDC	2862.71	11.88	34008.99	84.58	03.24	274.04
1 ^{er} Etage	2860.61	11.88	33984.05	214.43	06.48	1389.51
2 ^{eme} Etage	2815.41	11.88	33447.07	322.36	09.72	3133.34
3 ^{eme} Etage	2860.61	11.88	33984.05	430.86	12.96	5583.95
4 ^{eme} Etage	2858.49	11.88	33958.86	548.93	16.20	8892.67
5 ^{eme} Etage	2734.80	11.88	32489.42	654.48	19.44	12723.09
$\sum W_k \cdot b_i$			201872.44	$\sum F_k \cdot h_k$		31996.6
M_S	M_R	M_S/M_R	Constataion			
201872.44	31996.6	6.31	Condition vérifié			

Sens y

Tableau IV. 15 : Vérification au renversement sens y.

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
RDC	2862.71	10.18	29142.39	76.02	03.24	246.30
1 ^{er} Etage	2860.61	10.18	29121.01	196.7	06.48	1274.62
2 ^{eme} Etage	2815.41	10.18	28660.87	300.72	09.72	2923.00
3 ^{eme} Etage	2860.61	10.18	29121.00	409.43	12.96	5306.21
4 ^{eme} Etage	2858.49	10.18	29099.43	540.93	16.20	8763.07
5 ^{eme} Etage	2734.80	10.18	27840.26	680.21	19.44	13223.28
$\sum W_k \cdot b_i$			172984.97	$\sum F_k \cdot h_k$		31736.48

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
172984.97	31736.48	5.45	Condition vérifié

IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k défini comme :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », ($P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$)

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur du niveau « k ». Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si ($0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$), les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur ($\frac{1}{1-\theta_k}$)
- Si ($\theta_k \geq 0.20$), la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens x

Tableau IV. 16 : Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens x.

Plancher	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	Vérification
RDC	16992.63	0,01	2255.64	03.24	0.023	Ok
1 ^{er} Etage	14129.92	0,014	2171.06	03.24	0.028	Ok
2 ^{eme} Etage	11269.31	0,014	1956.63	03.24	0.025	Ok
3 ^{eme} Etage	8453.90	0,015	1634.27	03.24	0.024	Ok
4 ^{eme} Etage	5593.29	0,014	1203.41	03.24	0.020	Ok
5 ^{eme} Etage	2734.80	0,01	654.48	03.24	0.013	Ok

Sens y**Tableau IV. 17 :** Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens y.

Plancher	P _k (KN)	Δ_{ky} (m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	Vérification
RDC	16992.63	0,005	2204.01	03.24	0.012	Ok
1 ^{er} Etage	14129.92	0,014	2127.99	03.24	0.029	Ok
2 ^{eme} Etage	11269.31	0,014	1931.29	03.24	0.025	Ok
3 ^{eme} Etage	8453.90	0,015	1630.57	03.24	0.024	Ok
4 ^{eme} Etage	5593.29	0,014	1221.14	03.24	0,020	Ok
5 ^{eme} Etage	2734.80	0,01	680.21	03.24	0.012	Ok

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négliger l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3) du RPA (version 2024) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. Cette vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35 \quad [3]$$

Où :

N : est l'effort normal maximal, B est la section du poteau et F_{c28} représente la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV. 18 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	N° Poteau	Section(mm ²)	N _d (N)	N	$N \leq 0.35$
RDC	42	350×350	847530	0.28	Vérifiée

IV.6. Conclusion

Après la modélisation de la structure, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2024, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V :

Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception et le calcul des structures vue leurs rôles à la reprise des différentes actions horizontales et verticales. L'étude de ces éléments porteurs (les plus sollicités), doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2024 ; CBA 93 ».

La détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité de ces éléments constructifs fait l'objet du présent chapitre. A savoir, la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, nécessaire au ferrailage de ces éléments est étudié par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT ».

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous la combinaison d'un effort tranchant et un moment fléchissant. Ce dernier, permet la détermination des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer des armatures transversales.

Les poutres seront étudiées selon les dispositions des règles BAEL91 [1], et les exigences du RPA99 (version2024) [3]. Elles sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G+1.5Q.....(E.L.U)
- G+Q(E.L.S)
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 1.3E_x$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 1.3E_y$(selon RPA99/version2024)

Tableau V. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

	γ_b	γ_s	θ	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	F_e	σ_s (MPa)
Situation Sismique	1.2	1.00	0.85	25	20.83	400	400
Situation Durable	1.50	1.15	1.00		14.17		348

V.2.1. Sollicitations du calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

- **Poutre principale (30×40)**

Tableau V. 2 : Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).

	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{Acc}
En appuis	-45.95	-33.40	-167.71
En travée	31.17	22.51	144.18

$T_{u \max} = 65.71$ (KN)

- **Poutre secondaire (30×35)**

Tableau V. 3 : Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).

	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{Acc}
En appuis	-53.65	-39.22	-106.74
En travée	35.21	25.70	91.06

$T_{u \max} = 95.18$ (KN)

V.2.2. Recommandations du RPA99/2024 (Art 7.5.2 RPA99) [3].

➤ **Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%**, c'est-à-dire $A_{l \min} = 0.5\%(b \times h)$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - ✓ **4%** en zone courante.
 - ✓ **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **60φ** en zones **V**

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suite ;

- **Dans les zones critiques**

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- **En dehors de la zone critique**

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

avec :

$s' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

- La valeur de diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Exemple de ferrailage

V.2.3.1. Poutres principales

1. En appuis :

$M_{a \max} = -167.71 \text{ KN.m}$ (Selon la combinaison ACC ($G+0.2Q +1.3E_x$))

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $f_{c25} = 25\text{MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1$;

$f_{bu} = 20.83 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = \mathbf{0.207} > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

on compare μ_u avec μ_L

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L}$$

$$\varepsilon_L = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400 \times 10^3}{200000} = 2\%$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L} = \frac{3.5}{3.5 + 2} = \mathbf{0.636}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = \mathbf{0.379}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.207} < \mu_L = \mathbf{0.379}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.293}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = \mathbf{31.78 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z\sigma_s} = \mathbf{13.19\text{cm}^2}$$

➤ Vérification nécessaire

- Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\min(BAEL)} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = \mathbf{1.20\text{cm}^2}$$

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre $0.5\% A_{1\min} = 0.5\%(b \times h)$

$$A_{\min(RPA)} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% en zone courante
 - ✓ 6% en zone de recouvrement

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min(RPA)}; A_{\min(BAEL)}) = \max(13.19; 1.2; 6)$$

Donc $A_s=13.19 \text{ cm}^2$ on adopte **7HA16 =14.07cm²**

- **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 60 \times \varnothing_1$$

$$l_r = 60 \times \varnothing_1 = 60 \times 1.6 = 96\text{cm.}$$

2. En travée :

$M_{t\max} = 144.18 \text{ KN.m}$ (Selon la combinaison ACC (**G+0.2Q -1.3E_x**))

$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0.178 < 0.186$ pivot A $\rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.247$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 32.44\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = 11.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min(RPA)}; A_{\min(BAEL)}) = \max(11.11; 1.2; 6)$$

$A_s=11.11\text{cm}^2$ on adopte **6HA16=12.06cm²**

- **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 60 \times \varnothing_1$$

$$l_r = 60 \times \varnothing_1 = 60 \times 1.6 = 96\text{cm.}$$

Tableau V. 4 : Ferrailage des poutres principale.

Type	Section	Localisation	M KN.m	μ	α	Z cm	A_{cal} cm ²	A_{\min} (BAEL)cm ²	A_{\min} (RPA) cm ²	A_{adop} (cm ²)
P.P	(30x40)	Appuis	167.71	0.207	0.293	31.78	13.19	1.2	6	7HA16=14.07
		Travée	144.18	0.178	0.247	32.44	11.11	1.2	6	6HA16=12.06

V.2.3.2. Poutre secondaire

Par les différentes étapes précédentes on obtient les résultats rapportés au tableau suivant :

Tableau V. 5 : Ferrailage des poutres secondaires.

Type	Section	Localisation	M KN.m	μ	α	Z cm	A_{cal} cm ²	A_{min} (BAEL93)	A_{min} (RPA)	A_{adop} (cm ²)
P.S	(30x35)	Appuis	106.74	0.172	0.238	28.50	9.36	1.2	6	5HA16=10.05
		Travée	91.06	0.147	0.20	28.98	7.86	1.2	6	4HA16=8.04

➤ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

- En zone courante :

Poutre principales → 10HA16 = **20.11cm²** < 4%(bxh) = **48cm²**..... **vérifiée**

Poutre secondaires → 8HA16 = **16.08cm²** < 4%(bxh) = **42cm²**..... **vérifiée**

- En zone de recouvrement :

Poutre principales → 20HA16 = **40.21 cm²** < 6%(bxh) = **72cm²**..... **vérifiée**

Poutre secondaire → 16HA16 = **32.17 cm²** < 6%(bxh) = **63cm²**..... **vérifiée**

➤ Calcul du ferrailage transversal

Avec : b = 30 cm; d = 36 cm

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\varnothing_t \leq \min(\varnothing_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

- Poutre principale :

$$\varnothing_t \leq \min(1,6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}) \rightarrow \varnothing_t \leq \min(1,6; 1,14; 3)$$

Donc on prend $\varnothing = 8\text{mm}$ → $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Poutre secondaire :

$$\varnothing_t \leq \min(1,6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}) \rightarrow \varnothing_t \leq \min(1,6; 1; 3)$$

Donc on prend $\varnothing = 8\text{mm}$ → $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ Espacements des armatures transversales : (art 7.5.2 RPA 99 /2024) [3].

- Poutre principale :

- Zones critiques :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi_1\right) \rightarrow s_t = \min\left(\frac{40}{4}; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.6\right)$$

$s_t = 10\text{cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

• Poutre secondaire :

- Zones critiques :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17.5\text{ cm}; 6\varphi_1\right) \rightarrow s_t = \min\left(\frac{35}{4}; 24 \times 0.8; 17.5\text{ cm}; 6 \times 1.6\right)$$

$s_t = 10\text{cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1. Vérification des sections des armatures transversales :

Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} \leq A_t$$

- Zones critiques :

$$A_{tmin} = 0.003 \times s_t \times b = 0.9\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots \dots cv$$

- Zone courante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times s_t \times b = 1.35\text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots \dots cv$$

V.2.4.2. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{art 13.III.2.1 BAEL 91 /99}) [2].$$

Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$

Tableau V. 6 : Vérification des contraintes tangentielles.

Type	Section	$V_{u\text{ max}}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
P-P	(30x40)	65.71	0.61	3.33	vérifiée
P-S	(30x35)	95.18	1.01	3.33	vérifiée

V.2.4.3. Vérification de la compression du béton : [1]

$$T_{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V. 7 : Vérification de la compression du béton.

Type	T _{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
P.P (30×40)	65.71	800	cv
P.S (30×35)	95.18	700	cv

V.2.4.4. Vérification de l'entrainement des barres

La poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant.

On a comme ferrailage sur appui : **7HA16=14.07cm²**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}; \text{ (art A.6.1.3 BAEL 91/99) [1].}$$

Avec :

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entrainement.

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte d'adhérence limite ultime.

Ψ_s : coefficient qui dépend de l'état de surface des barres, et pour le cas des barres HA=1.5

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15MPa}$$

V_u^{\max} ; l'effort tranchant maximal $\rightarrow V_u^{\max} = \mathbf{65.71 KN}$.

$\sum u_i$: la somme des périmètres des barres $\sum u_i = n \pi \varphi$

$$\sum u_i = n \pi \varphi = 7 \times 3.14 \times 1.6 = \mathbf{35.17 cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{65.71 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 351.7} = \mathbf{0.58MPa}$$

$\tau_{se} = 0.58 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MA} \dots \dots \dots$ vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

V.2.4.5. Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ La fissuration est considérée comme peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{0,6 f_{c28} = 15 MPa}$$

- position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$

Tableau V. 8 : Vérification de la contrainte de compression de béton.

Type	Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
P.P (30x40)	Appui	33.40	14.07	16.54	125171.60	4.41	15	CV
	Travée	22.51	12.06	15.66	113245.05	3.11	15	CV
P.S (30x35)	Appui	39.22	10.05	13.46	73446.02	7.19	15	CV
	Travée	25.70	8.04	12.39	63062.32	5.05	15	CV

V.2.4.6. Vérification de la flèche : (CBA article E.6.5.1) [2].

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

- **Poutre principale (30 × 40) :**

On a : h = 0.40 m ; L = 4.45 m ; M_{0 ser} = $\frac{22.51}{0.85} = 26.48 kn.m$; M_t = 22.51 KN.m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{4.45} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.09 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.4}{4.45} \geq \frac{1}{10} \times \frac{22.51}{26.48} \rightarrow 0.09 \geq 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{12.06}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.01 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

- **Poutre secondaire (30 × 35) :**

On a : h = 0.35 m ; L = 4.05 m ; M_{0 ser} = $\frac{25.70}{0.85} = 30.24 kn.m$; M_t = 25.70 KN.m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{4.05} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.09 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.35}{4.05} \geq \frac{1}{10} \times \frac{25.70}{30.24} \rightarrow 0.09 \geq 0.085 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.04}{30 \times 31.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.009 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage global adopté pour les poutres soit principal ou secondaire est illustré par les figures suivantes :

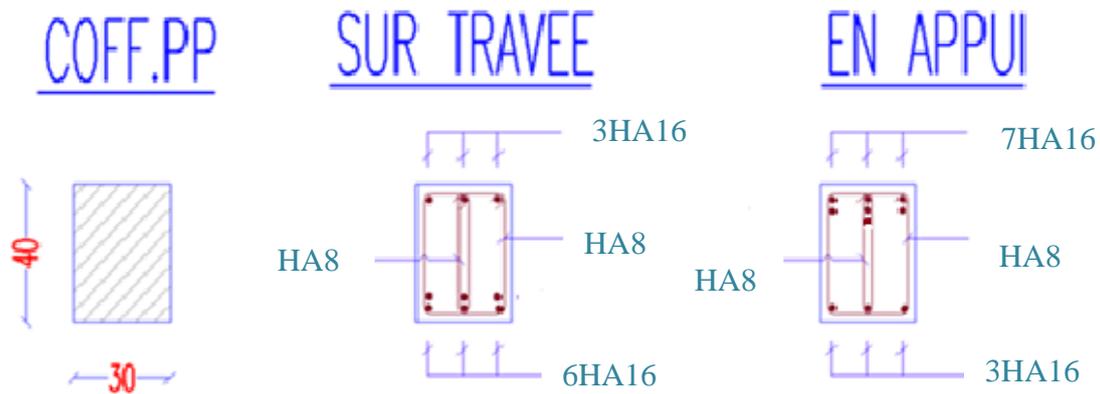


Figure V. 1 : Schéma de ferrailage poutres principales.

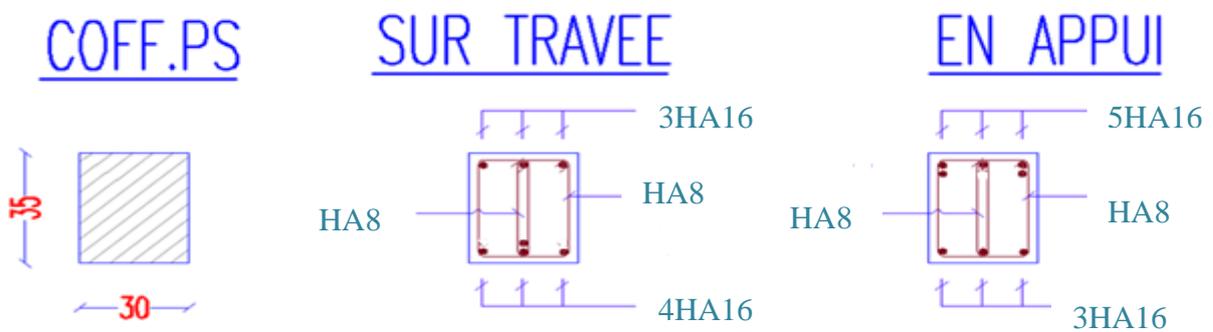


Figure V. 2 : Schéma de ferrailage poutres secondaires.

V.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, donc le calcul se fait à la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, et les prescriptions du RPA99/2024 [3].

Les Combinaisons utilisées sont :

- $1,35G+1.5Q$ (E.L.U)
- $G+Q$ (E.L.S)
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$(selon RPA99/version2024)

V.3.1. Armatures longitudinales

La section d'acier sera calculée pour les trois différentes combinaisons suivantes :

- N_{max} et M (correspondant)
- M_{max} et N (correspondant)

- N_{min} et M (correspondant)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

➤ **Pourcentage minimal de RPA**

$$A_{s\ min} = 1\%bh \text{ en zone V}$$

$$A_{s\ min} = 0.01 \times 35 \times 35 = 12.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal de RPA**

- 4% en zone courante $A_{s\ max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- 8% en zone recouvrements $A_{s\ max} = 0.08 \times 35 \times 35 = 98 \text{ cm}^2$

➤ Le diamètre minimum est : $\phi 12 \text{ mm}$

➤ La longueur minimale des recouvrements est de : 60ϕ en zones V

➤ La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser 15 cm en zones V

❖ **Résultat des sollicitations**

Les efforts (M,N) obtenus avec le logiciel ROBOT 2014 pour les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 9 : Sollicitation (M, N,) Poteaux (35x35).

Poteaux (30x30)	N_{max} et M_{corr}		Combinaison	N_{min} et M_{corr}		Combinaison	M_{max} et N_{corr}		Combinaison
	N	M		N	M		M	N	
	KN	KN.m		KN	KN.m		KN. m	KN	
RDC+1 ^{er}	847.53	85.99	G+0.2Q +0.3E _X +E _Y +0.3E _Z	-314.08	-22,82	G+0.2Q -0.3E _X -E _Y -0.3E _Z	90.28	116.69	G+0.2Q +0.3E _X +E _Y +0.3E _Z
2 ^{eme} +3 ^{eme}	607.07	95.39	G+0.2Q +0.3E _X +E _Y +0.3E _Z	195.51	33.91	G+0.2Q +0.3E _X +E _Y +0.3E _Z	14.03	97.40	G+0.2Q +0.3E _X +E _Y +0.3E _Z
4 ^{eme} +5 ^{eme}	202.49	20.61	G+0.2Q +E _X +0.3E _Y +0.3E _Z	-31.05	-21.00	G+0.2Q -0.3E _X -E _Y -0.3E _Z	78.02	180.59	G+0.2Q +0.3E _X +E _Y +0.3E _Z

$T_{u\ Max} = 9.76 \text{ KN.}$

❖ **Exemple de ferrailage [4]**

a) **1^{er} cas : N_{max} et M_{corr}**

$N = 847.53 \text{ KN}$

$M = 85.99 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul d'excentricité**

$$e = e_1 + e_2 \rightarrow e_1 = e_0 + e_a$$

e₁ : excentricités global du premier ordre.

e₂ : excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e₀ : excentricité de la résultante.

e_a : excentricités accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante**

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{85.99}{847.53} = \mathbf{0.10m}$$

• **Calcul l'excentricité accidentelle**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.30 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = \mathbf{0.02 m}$$

L : longueur de la pièce.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.10 + 0.02 = \mathbf{0.12m}$$

• **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

l_f: Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.24 = \mathbf{2.27m}$$

$$\frac{2.27}{0.35} \leq \max \left(15; 20 \frac{0.12}{0.35} \right) \rightarrow 6.49 \leq \max(15; 6.86)$$

$$\rightarrow 6.49 \leq 15 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée.

Calcul de 'e₂'.

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre :(CBA93 A.4.3.5)

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

∅ : Généralement on prend ∅ = 2

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 6.14 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{6.14}{6.14 + 2.07} = \mathbf{0.75}$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.27^2}{10^4 \times 0.35} (2 + (0.75 \times 2)) = \mathbf{0.015 \text{ m}}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.12 + 0.015 = 0.14 \text{ m} = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) \geq M_u$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 350 \times 350 \times 20.83 = \mathbf{2551.68 \text{ KN}}$$

$$M_2 = (847.53 - 2551.68) \left(\frac{0.35}{2} - 0.03 \right) = \mathbf{-247.10} > M_u \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0$$

$$847.53 \left(\frac{0.35}{2} - 0.03 \right) - (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) \times 2551.68$$

$$M_3 = \mathbf{-116.07} > M_u = 85.99 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 h - d') N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2551.68 \times 0.35 + 847.53 \left(\frac{0.35}{2} - 0.03 \right) - 85.99}{(0.8571 \times 0.35 - 0.03) \times 2551.68} = \mathbf{0.54}$$

$$\Psi = 0.54 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{\text{corrigée}} = N \times e = 847.53 \times 0.14 = \mathbf{118.65 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 118.65 + 847.53 \left(0.32 - \frac{0.35}{2} \right) = \mathbf{241.54 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{241.54 \times 10^6}{350 \times (320)^2 \times 20.83} = 0.324 > 0.186 \text{ pivot B}$$

On compare μ_u avec μ_L

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L}$$

$$\varepsilon_L = \mathbf{2\%}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_L} = \mathbf{0.636}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = \mathbf{0.379}$$

$$\mu_u = \mathbf{0.324} < \mu_L = \mathbf{0.379}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.508}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{25.50}$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{Z\sigma_s} = \mathbf{2368.04 \text{ mm}^2} = \mathbf{23.68 \text{ cm}^2}$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{847.53 \times 10^3}{400} - 2464.05 = \mathbf{-249.22 \text{ mm}^2} = \mathbf{-2.49 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_2 = 0$

$$A_{s1} = A_1 + A_2 = \mathbf{23.68 \text{ cm}^2}$$

b) 2^{eme} cas : N_{\min} et M_{corr}

$$N = -314.08 \text{ KN}$$

$$M = -22.82 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{-22.82}{-314.08} = \mathbf{0.073 \text{ m}}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} \rightarrow 0.073 < 0.32 - \frac{0.35}{2} = \mathbf{0.15}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = -314.08 \left(0.32 - \frac{0.35}{2} + 0.073 \right)$$

$$M_u = \mathbf{-68.47 \text{ KN.m}}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{-68.47 \times 10^6}{(320 - 30) \times 400} = \mathbf{-590.26 \text{ mm}^2} = \mathbf{-5.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{-314.08 \times 10^3}{400} + 5.90 = \mathbf{-779.3 \text{ mm}^2} = \mathbf{-7.79 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s2} = A_1 + A_2 = \mathbf{-13.69 \text{ cm}^2}$$

c) 3^{eme} cas : $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}}$

$$N_{\text{corr}} = 116.69 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 90.28 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{90.28}{116.69} = \mathbf{0.77m}$$

- Calcul d'excentricité accidentelle

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 1.30 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = \mathbf{0.02 m}$$

L : longueur de la pièce.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.77 + 0.02 = \mathbf{0.79m}$$

- Calcul d'excentricité due aux effets du second ordre

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.24 = \mathbf{2.27m}$$

$$\frac{2.27}{0.35} \leq \max\left(15; 20 \frac{0.79}{0.35}\right) \rightarrow 6.49 \leq \max(15; 45.14)$$

$$\rightarrow 6.49 \leq 45 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

Donc le calcul se fait à la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

\emptyset : Généralement on prend $\emptyset = 2$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 6.14 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{6.14}{6.14 + 2.07} = \mathbf{0.75}$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.27^2}{10^4 \times 0.35} (2 + (0.75 \times 2)) = \mathbf{0.015 m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.79 + 0.015 = 0.81 \text{ m} = \mathbf{81cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0)\left(\frac{h}{2} - d'\right) \geq M_u$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 350 \times 350 \times 20.83 = \mathbf{2551.68KN}$$

$$M_2 = (116.69 - 2551.68) \left(\frac{0.35}{2} - 0.03\right) = \mathbf{-353.07} > M_u \dots \dots \dots cv$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337h - 0.81d')N_0 \leq M_u$$

$$116.69 \left(\frac{0.35}{2} - 0.03\right) - (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) \times 2551.68$$

$$M_3 = \mathbf{-222.04} > M_u = 90.28 \dots \dots \dots \dots \dots CNV$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2551.68 \times 0.35 + 116.69 \left(\frac{0.35}{2} - 0.03\right) - 90.28}{(0.8571 \times 0.35 - 0.03) \times 2551.68} = \mathbf{0.38}$$

$$\Psi = 0.38 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{corrigée} = N \times e = 116.69 \times 0.81 = \mathbf{94.52KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 94.52 + 116.69 \left(0.32 - \frac{0.35}{2}\right) = \mathbf{111.44KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{111.44 \times 10^6}{350 \times (320)^2 \times 20.83} = 0.149 < 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0.203}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = \mathbf{29.33cm}$$

$$A_1 = \frac{M_{max}}{Z\sigma_s} = \mathbf{949.88 mm^2 = 9.50 cm^2}$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{116.69 \times 10^3}{400} - 1180.02 = \mathbf{-658.16 mm^2 = -6.58cm^2}$$

Donc : $A_2 = 0$

$$A_{s3} = A_1 + A_2 = \mathbf{9.50cm^2}$$

❖ **Armatures finales :**

$$A_s = \max(A_{calcul}; A_{min(BAEL)}; A_{min(RPA)})$$

$$A_{calcul} = \max(A \text{ cas1} ; A \text{ cas2} ; A \text{ cas3}) = \mathbf{23.68cm^2}$$

$$A_{\min(BAEL)} = \max(0.2\%B; 4P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_{\min(BAEL)} = \max(2.45; 5.6) = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(RPA)} = 1\%bh = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(23.68; 5.6; 12.25) \rightarrow A_s = 23.68 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 10 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Poteau (35x35)	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s min(BAEL) (cm ²)	A _s min(RPA) (cm ²)	A _s adpt (cm ²)
RDC+1 ^{er}	1225	23.68	5.6	12.25	8HA20=25.13
2 ^{eme} +3 ^{eme}	1225	19.67	5.6	12.25	4HA16+4HA20=20.61
4 ^{eme} +5 ^{eme}	1225	9.44	5.6	12.25	8HA16=16.08

❖ **Section d'acier maximale**

- **Selon BAEL91mod 99 :**

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 35 \times 35 = 61.25 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Selon RPA99/version2024/Version2024 [3].**

- **En zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **En zone recouvrement :**

$$A_{\max} = 8\% \times b \times h = 8\% \times 35 \times 35 = 98 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.3.2. Armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

$$V_u = 9.76 \text{ KN}$$

h₁ : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

$$h_1 = 35 \text{ cm}$$

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$$F_e = 400\text{MPa}$$

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant tel que :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = 6.5 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

t : espacement des armatures transversales

- **Dans la zone nodale (zone critique) :**

$$t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi_l\right) : \text{ en zones V}$$

* b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$$t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi_l\right) \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 100 \times \frac{2.5 \times 9.76 \times 10^3}{400 \times 350} = 17.43\text{mm}^2 = 0.17 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3\% (t \times b_1) \rightarrow A_{t \min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{t \min}) = \max(0.17\text{cm}^2; 1.05\text{cm}^2), \text{ donc on adopte } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

- **Dans la zone courante :**

$$t' \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) : \text{ en zones V}$$

$$t' = 15\text{cm}$$

$$A_t = 150 \times \frac{2.5 \times 9.76 \times 10^3}{400 \times 350} = 26.14\text{mm}^2 = 0.26 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3\% (t \times b_1) \rightarrow A_{t \min} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{t \min}) = \max(0.26\text{cm}^2; 1.58\text{cm}^2), \text{ donc on adopte } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

Conformément aux règles du RPA 99/24 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\diamond \phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} \rightarrow 8 \geq 6.66 \dots \dots \dots Cv.$$

V.3.3. Vérifications

V.3.3.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, d'après (article B.8.4.1) [1], l'état limite ultime de stabilité de forme doit être justifié. A savoir, les poteaux ont le même élancement, avec une longueur de $l_0 = 3.24$ m et un effort normal égal à 847.53 KN. La relation à vérifier est alors comme :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [3]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) \text{ avec } \lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.24 = 2.27 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{227}{35} \rightarrow \lambda = 22.47 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{22.47}{35}\right)^2} = 0.79$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1089 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15 \rightarrow A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.79 \times \left[\frac{0.1089 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2513 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2283.70 \text{ KN}$$

$$N_u = 847.53 \text{ KN} < \bar{N}$$

Donc pas de risque de flambement.

Tableau V. 11 : Vérification au flambement.

Poteau (35x35)	N_u (KN)	l_f (cm)	α	λ	A_s (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
RD+1 ^{er}	847.53	227	0.79	22.47	2513	108900	2283.70	vérifiée
2 ^{eme} +3 ^{eme}	607.07	227	0.79	22.47	2061	108900	2159.49	vérifiée
4 ^{eme} +5 ^{eme}	202.49	227	0.79	22.47	1608	108900	2035.02	vérifiée

V.3.3.2. Vérification aux sollicitations tangentielles

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 révision 2024 (Article 7.4.3)[3]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Vérification aux sollicitations tangentielles.

Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V ^u (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	obs
(35x35)	2.27	6.5	0.075	32	9.76	0.087	1,875	vérifiée

D’après le tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2024[3] sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

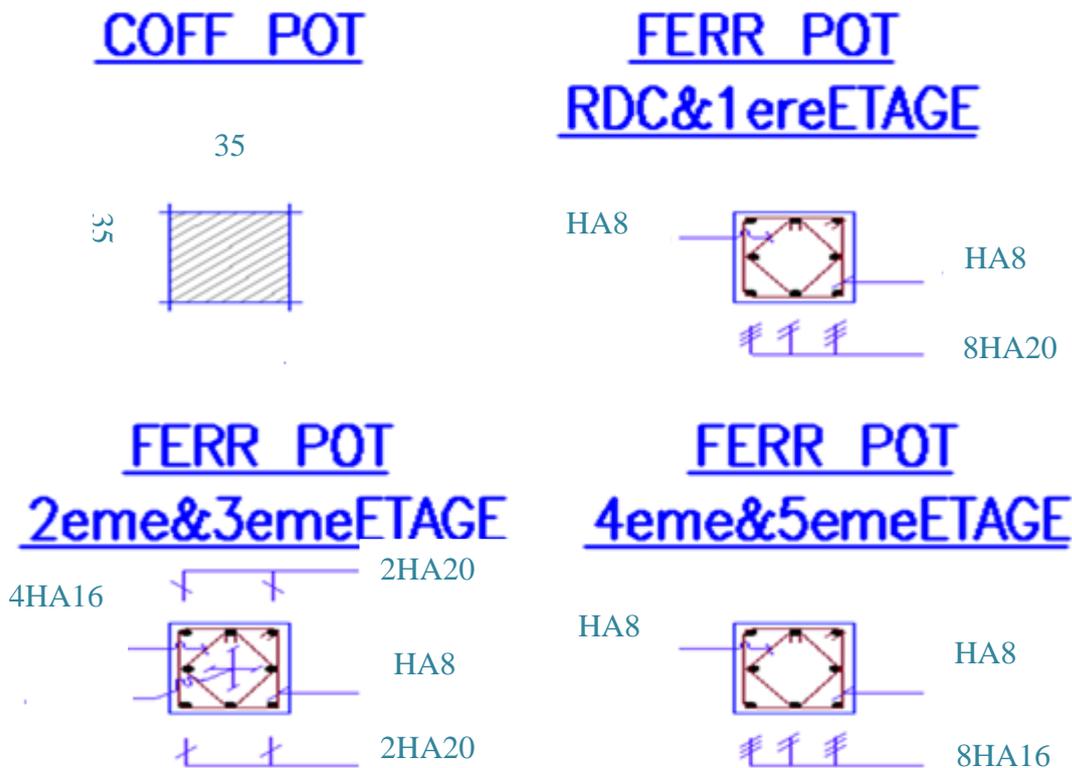


Figure V. 3 : Schéma de ferrailage du poteau (35x35).

V.4. 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]. Les vérifications sont a faite selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2024 [4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivantes :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action séismique.
- 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.

V.4.1. Ferrailage des voiles

V.4.1.1. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.Y'}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

Y et Y' : bras de levier

$$Y=Y' = \frac{L_{voile}}{2}$$

A : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

Si σ_a et σ_b : ont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : possèdent des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : ont des signes différents on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par ; CBA [2] RPA 99 [3].

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

l_c : la longueur de la zone comprimée

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur du voile

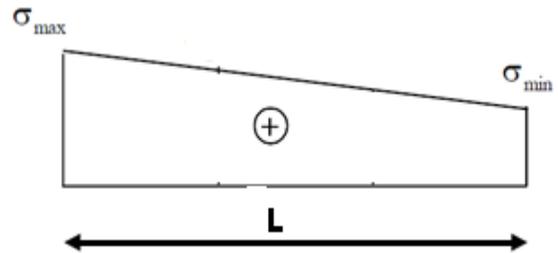
b_w : largeur de l'âme du voile

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

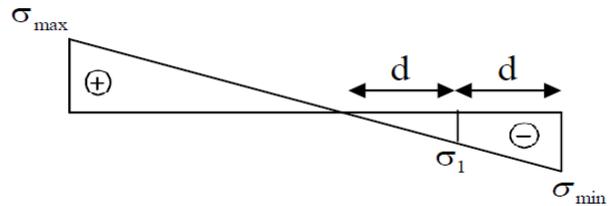
Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le règlement parasismique algérien RPA 99 V 2024 [4] .



❖ **Section partiellement comprimée :**

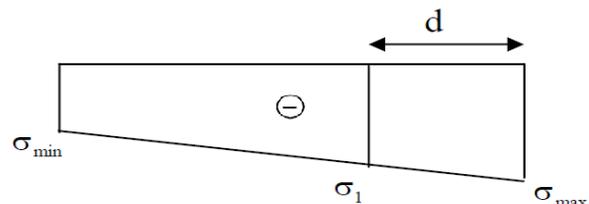
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



V.4.1.2. Armature verticale

- Les armatures d'âme doivent être composés de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.
- Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.
- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il pourra reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.) et décrites ci-dessous :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$A_V = \frac{N_i + (B \cdot f_{c28})}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

V.4.1.3. Armatures minimales❖ **Compression du béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

B = section du béton tendue

V.4.1.4. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

D'après le RPA 2024 :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

\bar{V} : effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

V.4.1.5. Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0.2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $60\phi_1$ pour les barres situées dans la zone V

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue et celle des barres existantes.

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_1$).

V.4.1.6. Combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2024

- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$

V.4.2. Vérification**V.4.2.1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G+Q$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma b} \text{ avec :}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+(15.A)} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma b} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V.4.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2024 [4].

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} \\ T = 1.4 \times V_{u.calcul} \end{cases}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 [1].

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

V.4.3. Détermination des sollicitations : D'après ROBOT 2014

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 /v2024 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration préjudiciable sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes selon les nouvelles instructions du RPA99 /v2024 :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.
- La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme ce qui suit :

$$h_{cr} = \max(L_w; \frac{h_w}{6})$$

et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ \mathbf{he: pour n \leq 6 \text{ niveaux}} \\ \mathbf{2.he: pour n > 6 \text{ niveaux}} \end{cases}$$

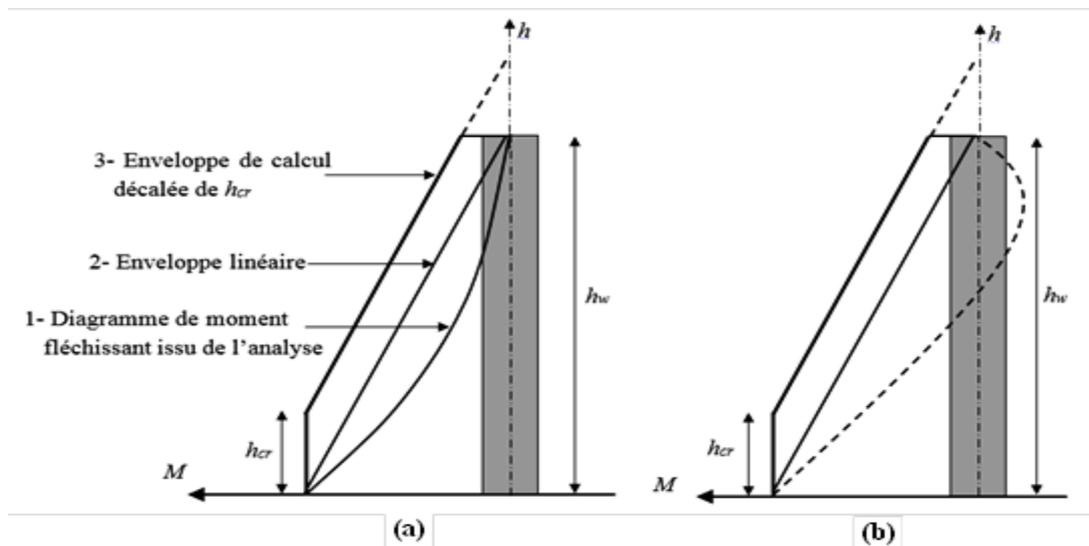


Figure V. 4 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.
- L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour de tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

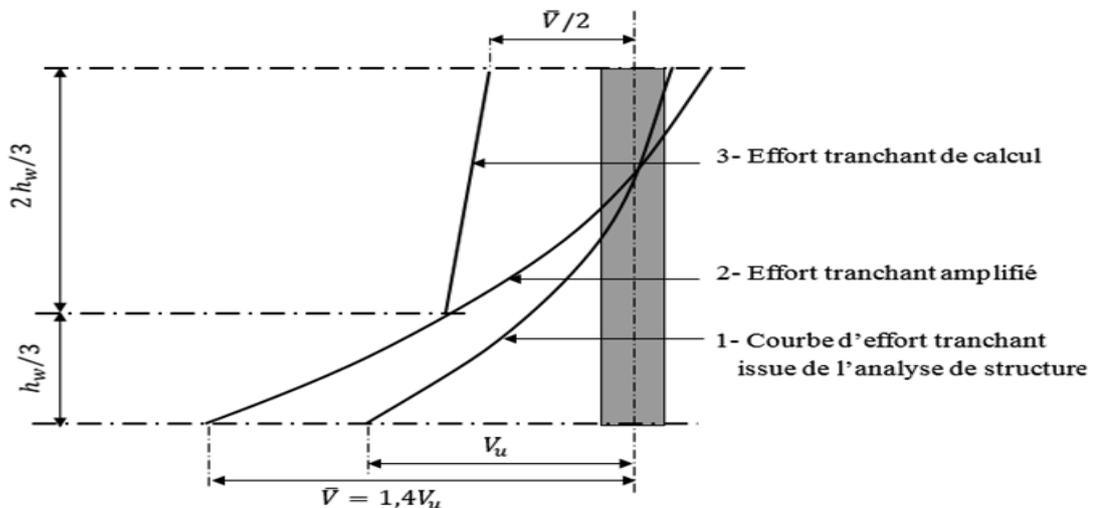


Figure V. 5 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte.

Tableau V. 13 : Sollicitations de calcul (voile plein).

		Voile «V1» sen x-x	Voile «V2» sen x-x	Voile «V3» sen y-y	Voile «V4» sen y-y	
L (m)		1.60	1.60	1.60	1.60	
e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20	
H _{étage} (m)		3.24	3.24	3.24	3.24	
RDC + 1 ^{ère} + 2 ^{ème} ETA	N _{MIN}	N _{min} (KN)	290.20	354.92	826.59	760.25
		M _{cor} (KN.m)	210.58	193.92	135.52	229.10
		V _u (KN)	141.62	125.20	92.74	63.64
		\bar{V} (KN)	198.27	175.28	129.84	89.10
	M _{MAX}	N _{cor} (KN)	329.96	408.83	886.67	855.41
		M _{max} (KN.m)	211.33	196.97	271.33	255.25
		V _u (KN)	143	141.46	102.67	113.30
		\bar{V} (KN)	200.2	198.04	143.74	158.62

	N _{MAX}	N _{max} (KN)	618.28	863.67	1287.09	1348.21
		M _{cor} (KN.m)	198.06	182.52	244.34	247.44
		V _u (KN)	114.37	89.93	83.74	75.29
		\bar{V} (KN)	160.12	125.90	117.24	105.41
3 ^{eme} + 4 ^{eme} + 5 ^{eme} ETA	N _{MIN}	N _{min} (KN)	143.97	131.24	209.10	201.01
		M _{cor} (KN.m)	175.5	209.46	146	117.5
		\bar{V} (KN)	198.27	175.28	129.84	89.10
		$\bar{V}/2$ (KN)	99.14	87.64	64.92	44.55
	M _{MAX}	N _{cor} (KN)	195.32	169.88	205.36	177.76
		M _{max} (KN.m)	206.28	220.92	173.5	180.28
		\bar{V} (KN)	200.2	198.04	143.74	158.62
		$\bar{V}/2$ (KN)	100.1	99.02	71.87	79.31
	N _{MAX}	N _{max} (KN)	374.63	371.87	409.92	419.39
		M _{cor} (KN.m)	176.88	199.33	158.2	148.07
		\bar{V} (KN)	160.12	125.90	117.24	105.41
		$\bar{V}/2$ (KN)	80.06	62.8	58.62	52.71

V.4.4. Ferrailage de voile

❖ Exemple d'application 01 :

➤ Sens x-x :

On va choisir le voile plein le plus sollicité.

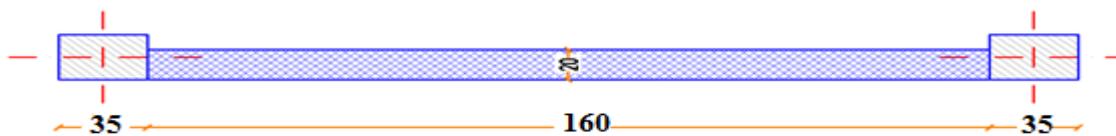


Figure V. 6 : Dimensions du voile V₂.

$$L=1.60 \text{ m}; e=0.20 ; A=0.20 \times 1.6 = 0.32 \text{ m}^2 ; I=ex\frac{L^3}{12} = 0.068 \text{ m}^3 ; V=L / 2 =0.8\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{169.88}{0.32} + \frac{220.92 \times 0.8}{0.068} = +3129.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{169.88}{0.32} - \frac{220.92 \times 0.8}{0.068} = -2068.18 \text{ KN/m}^2$$

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 :

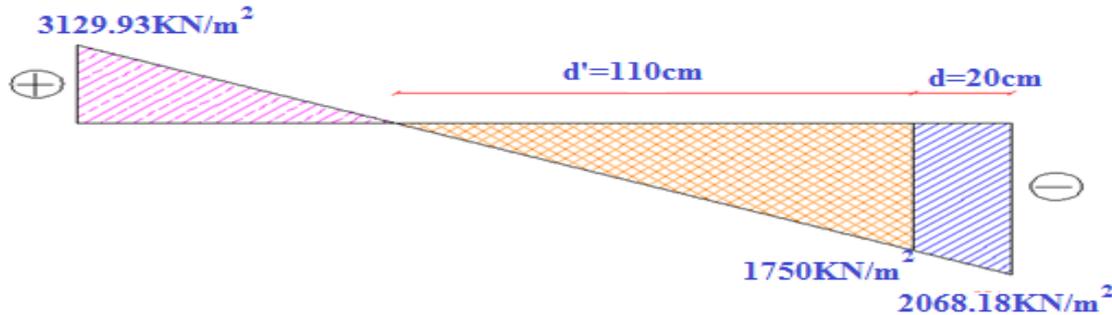


Figure V. 7 : Diagramme des contraintes V_2 .

- **Longueur de la zone tendue :**

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = 0.3 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.60 - 0.30 = 1.3 \text{ m}$$

$$d = \min [h_e/2 ; (2/3) L_c] = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

On prend :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 0.20 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 1.10 \text{ m}$$

- **Ferraillage de la 1^{ère} bande :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_t - d) / L_t = 2068.18 \cdot (1.3 - 0.20) / 1.3 = 1750 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d \cdot e = \frac{1}{2} (2068.18 + 1750) \times 0.20 \times 0.20 = 76.36 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1} / \sigma_s = (76.36 \times 10^3) / 400 = 1.91 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \times 20 \times 20 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d \times e) \times f_{t28} / f_e = 20 \times 20 \times 2.10 / 400 = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 2.10 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 2 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (L_t - d - d') / L_t = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = \frac{1}{2} (1750 + 0.00) \times 1.10 \times 0.20 = 192.5 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2} / \sigma_s = (192.5 \times 10^3) / 400 = 4.81 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 0.002 \times 110 \times 20 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28} / f_e = 245 \times 20 \times 2.10 / 400 = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2}=11.55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ HA14} = \mathbf{12.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 4.52 \text{ cm}^2 + 12.32 \text{ cm}^2 = \mathbf{16.84 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement :**

- $S \leq \min (1.5b_w; 25) \text{ cm} \Leftrightarrow St \leq 25 \text{ cm}$
- Soit : $S = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.
- $S_a = S/2 = 7.5 \text{ cm}$ 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 BAEL 91[1] :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{16.84}{4} = \mathbf{4.21 \text{ cm}^2}$$

D'après le RPA 2003 [4].

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot s}{z \cdot f_e}$$

\bar{V} : effort tranchant, dans la section considérée, égal à $(1.4V_{u,calcul})$

$$\bar{V} = \mathbf{198.04 \text{ KN}}$$

s : espacement des cours d'armature

$$s = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$\text{Soit : } z = h - 2c = 3.18 \text{ m}$$

h : hauteur totale de la section du voile

c : distance d'enrobage

$$A_H \geq \frac{198.04 \times 10^3 \times 150}{3180 \times 400} = \mathbf{0.23}$$

On adopte $2 \times 3 \text{ HA12/ml} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2}$ avec : $St = 15 \text{ cm}$

- **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

$$\bar{V} = 198.04 \text{ KN}$$

$$Av_j = 1.1 \times \frac{198.04 \times 10^3}{400} = \mathbf{5.45 \text{ cm}^2}$$

Cette quantité doit s'ajoutée 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].

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd} = \frac{141.46 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 324} = 2.43 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

D'après le RPA99 révisé 2024 [3] :

$$\tau_b \leq T_b \rightarrow T_b = \frac{\bar{V}}{bxd}$$

b : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$$\bar{V} = 198.04 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0xd} = \frac{198.04 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 324} = \mathbf{3.40 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 3.40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \sigma_b = \frac{Ns}{B+(15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B+(15.A)} = \frac{150 \times 10^3}{0.32 \times 10^6 + (15 \times 1684)} = \mathbf{0.43 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C V}$$

➤ Sens y-y :

$$L=1.60 \text{ m}; e = 0.20 ; A= 0.20 \times 1.60 = 0.32 \text{ m}^2 ; I = \frac{et^3}{12} = 0.068 \text{ m}^3 ; V=L / 2 =0.8 \text{ m}$$

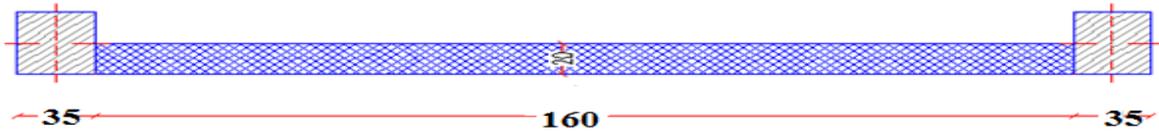


Figure V. 8 : Dimensions du voile V₄.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1348.21}{0.32} + \frac{247.44 \times 0.8}{0.068} = 7124.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1348.21}{0.32} - \frac{247.44 \times 0.8}{0.068} = 1302.1 \text{ KN/m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} ont des signes positifs (+), donc la section du voile est Entièrement Comprimée.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 20830 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 7124.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} \dots\dots\dots C V$$

• Ferrailage :

$$d = \min [he/2 ; (2/3) L] = 1.07 \text{ m} = 107 \text{ cm}$$

On prend :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 1.07 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 0.53 \text{ m}$$

• Ferrailage de la 1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L - d) / L = 431.32 \text{ KN /m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d \cdot e = 185.48 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour la 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1} / \sigma_s = 4.64 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min RPA} = 0.2 \% \times d \times e = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min BAEL} = (d \times e) \times f_{t28} / F_e = 11.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 11.24 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

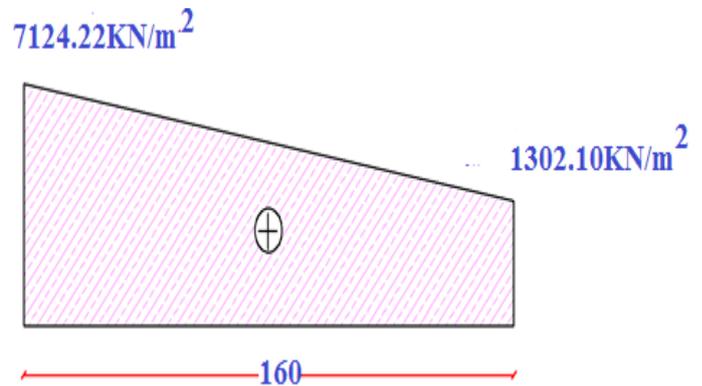


Figure V. 9 : Diagramme des contraintes V₄.

❖ Ferrailage de la 2^{ème} bande :

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} = 7124.22 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = 400.60 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour la 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2} / \sigma_s = 10.01 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28} / f_e = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 10.01 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 5 \text{ HA12} = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 12.32 \text{ cm}^2 + 11.31 \text{ cm}^2 = 23.63 \text{ cm}^2$$

• Espacement :

$$S \leq \min (1.5b_w; 25) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

• Armatures horizontales :

D'après le BEAL 91 [1]:

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{23.63 \text{ cm}^2}{4} = 5.91 \text{ cm}$$

D'après le RPA 2003 [4].

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot s}{z \cdot f_e}$$

\bar{V} : effort tranchant, dans la section considérée, égal à $(1.4V_{u, \text{calcul}})$

$$\bar{V} = 105.41 \text{ KN}$$

s : espacement des cours d'armature

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

$$\text{Soit : } z = h - 2c = 3.18 \text{ m}$$

h : hauteur totale de la section du voil

c : distance d'enrobage

$$A_H \geq \frac{105.41 \times 10^3 \times 150}{3180 \times 400} = 0.12 \text{ cm}^2$$

On adopte $2 \times 3 \text{ HA12 /ml} = 6.79 \text{ cm}^2$ avec : $St = 15 \text{ cm}$

• 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 :**

$V_u = 75.29 \text{ KN}$

D'après le BAEL 91 [1].

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{75.29 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 320} = 1.29 \text{ MPa}$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$

D'après le RPA99 révisé 2024 :

$\bar{\tau}_b \leq \tau_b \rightarrow \tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$\bar{V} = 105.41$

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{105.41 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 324} = 1.81 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$

$\tau_b = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

• **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ avec : $\sigma_b = \frac{N_s}{B + (15.A)}$ et $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_b = \frac{N_s}{B + (15.A)} = \frac{190.14 \times 10^3}{0.32 \times 10^6 + (15 \times 2363)} = 0.53 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

Tableau V. 14 : Résultats du ferrailage des voiles.

	Voile « V ₁ »	voile« V ₂ »	voile« V ₃ »	voile« V ₄ »
Effort normal (KN)	290.20	354.92	1287.09	1348.21
Moments flexion (KN.m)	210.58	193.92	244.34	247.44
σ_1 (KN/m ²)	1328.92	991.94	380.13	431.32
A ₁ (cm ²)	1.45	1.08	4.09	4.64
A _{min RPA} = 0.2 % .d.e (cm ²)	0.8	0.8	4.28	4.28

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges provenant de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Par conséquent la bonne conception de l'infrastructure de l'ouvrage est une étape primordiale afin de garantir une assise rigide et une bonne répartition des charges au sol, ce qu'assure l'équilibre de la structure.

VI.2. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir ses charges dans le sol suivant l'importance de ces derniers ainsi que la résistance du terrain.

- Les fondations superficielles sont des types de fondation plus adaptées au site dont les couches superficielles possèdent une capacité portante suffisante à l'implantation de l'ouvrage. On distingue des semelles isolées, filantes et des radiers généraux.
- Les fondations profondes et semi profondes sont des types de fondation utiles aux sites présentant une profondeur assez grande du bon sol ou des terrains avec des couches superficielles constituées de rempli avec une faible capacité portante. On distingue des puits et des pieux.

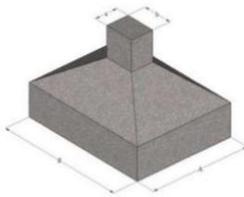


Figure VI. 1 : Semelle isolée.

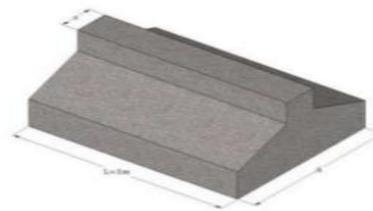


Figure VI. 2 : Semelle filante.

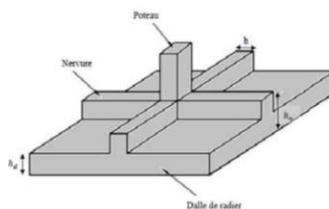


Figure VI. 3 : Radier générale.

VI.3. Justification pour le choix de type de fondation [8]

Le choix de type de fondations dépend de plusieurs paramètres tels que :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure.
- La charge transmise au sol.

- L'aspect économique.

VI.3.1. Combinaisons d'actions

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$D'après le BAEL 91 : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad [1]$$

$$D'après le RPA99 /2024 : \begin{cases} G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_x \\ G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_y \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_y \end{cases} \quad [3] \text{ (Art. 5.7)}$$

VI.3.2. Contrainte admissible du sol (Capacité portante)

$$\sigma_{adm} (ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} = \mathbf{1.80 \text{ bar}}$$
 (Rapport du sol dans l'annexe 4) Avec :

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$$\gamma_q = 2 \dots\dots\dots(ELU)$$

$$\gamma_q = 3 \dots\dots\dots(ELS)$$

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.8 \text{ bar} = \mathbf{2.7 \text{ bar}}$$

VI.3.3. Choix type de fondation [8]

VI.3.3.1. Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 » (poteau le plus sollicité) → $N_{ser} = \mathbf{847.53 \text{ KN}}$

S : Surface d'appuis de la semelle = $A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$ (annexe 4)

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.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.35}{0.35} \times \frac{847.53}{180}} \cong 2.20 \text{ m}$$

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.

On a : $1.5 B = 1.5 \times 2.20 = 3.3 \text{ m} > L_{min} = 2.10 \text{ m}$

❖ **Commentaire :**

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux, autrement dit, les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.3.3.2. 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 :

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

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 ($N = 19629.69 \text{ KN}$) 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 :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3135.97}{180} = 109.05 \text{ m}^2$$

$$S_t = 343.14 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

$$\frac{109.05}{343.14} = 0.32 = 32\% < 50\% \dots \dots \dots CV$$

Donc l'emploi des semelles filantes est un choix faisable pour l'infrastructure de notre bâtiment.

VI.4. Dimensionnement de la semelle

VI.4.1. largeur « B »

La file des poteaux la plus sollicitée est celui prise en compte pour la suite des calculs :

$$B = \frac{N_{ser}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3135.97}{25.35 \times 180} = 0.69 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{acc}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3725.33}{25.35 \times 180 \times 1.50} = 0.54 \text{ m}$$

On prend : **B = 1.40 m**

❖ **Calcul σ_{moy} :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{moy} = \frac{N}{B \times L} \times \left(1 + \frac{3e}{L} \right) & \text{si } e \leq \frac{L}{6} \\ \sigma_{moy} = \frac{2N}{3Bx \left(\frac{L}{2} - e \right)} & \text{si } e > \frac{L}{6} \end{array} \right.$$

$$e = \frac{\sum(N_i \times X_i + M_i)}{\sum N_i} - \frac{L}{2}$$

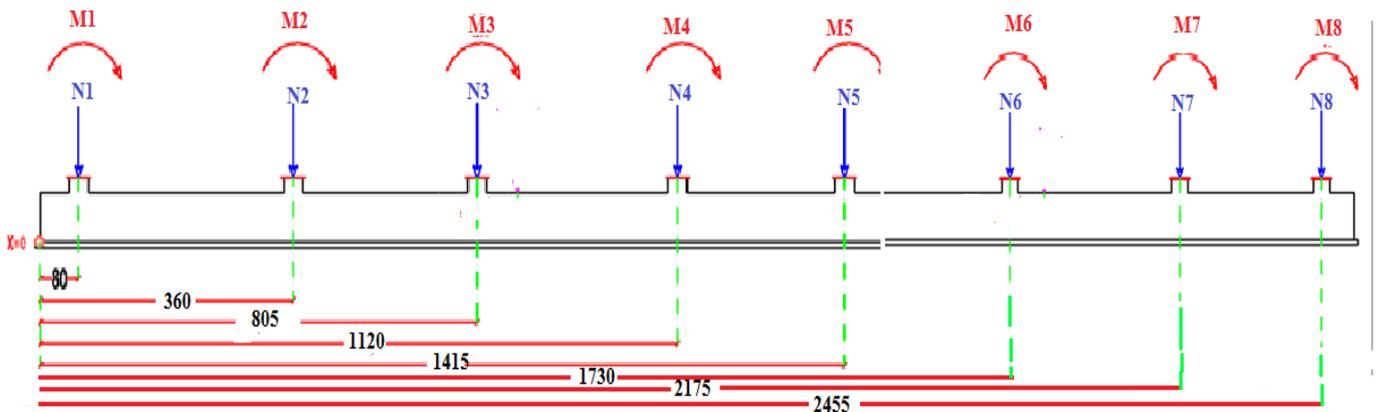


Figure VI. 4 : Semelle filante.

Tableau VI. 1 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELS".

Axe	N_i (KN)	X_i (m)	$N_i * X_i$ (KN*m)	M_i (KN*m)	$\sum N_i$ (KN)	$\sum(N_i * X_i + M_i)$ (KN*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	Verifi
1	165.18	0.80	132.14	0.58	3870.75	48758.72	25.35	1.40	-0.08	108.03	180	VER
2	570.88	3.60	2055.17	0.96								
3	535.32	8.05	4309.33	2.99								
4	297.48	11.20	3331.78	0.55								
5	297.37	14.15	4207.79	0.55								
6	535.23	17.30	9259.48	3.00								

7	571.04	21.75	12420.12	0.97								
8	163.48	24.55	4013.43	0.58								
Poid-PS+emb	734.77	12.275	9019.30	0.00								

Tableau VI. 2 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELU".

Axe	$N_i(KN)$	$X_i(m)$	$N_i * X_i (KN * m)$	$M_i (KN * m)$	$\Sigma N_i (KN)$	$\Sigma(N_i * X_i + M_i) (KN * m)$	L(m)	B(m)	e(m)	$\sigma_{moy} (KN/m^2)$	$\sigma_{sol} (KN/m^2)$	Verifi
1	226.86	0.80	181.49	0.78	5059.16	63818.5	25.35	1.40	-0.06	141.54	270	VER
2	788.75	3.60	2839.5	1.34								
3	738.76	8.05	5947.02	4.14								
4	409.02	11.20	4581.02	0.78								
5	408.87	14.15	5785.51	0.79								
6	738.64	17.30	12778.47	4.14								
7	788.96	21.75	17159.88	1.35								
8	224.53	24.55	5512.21	0.78								
Poid-PS+emb	734.77	12.275	9019.30	0.00								

Tableau VI. 3 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+0.2Q+1.4Ex".

Axe	$N_i(KN)$	$X_i(m)$	$N_i * X_i (KN * m)$	$M_i (KN * m)$	$\Sigma N_i (KN)$	$\Sigma(N_i * X_i + M_i) (KN * m)$	L(m)	B(m)	e(m)	$\sigma_{moy} (KN/m^2)$	$\sigma_{sol} (KN/m^2)$	Verifi
1	296.91	0.80	237.53	4.91	4460.10	56239.47	25.35	1.40	-0.07	124.63	270	VER
2	561.02	3.60	2019.67	5.20								
3	561.45	8.05	4519.67	4.18								
4	444.47	11.20	4978.06	1.90								
5	444.51	14.15	6289.82	1.10								
6	561.41	17.30	9712.39	4.05								
7	561.17	21.75	12205.45	4.60								
8	294.39	24.55	7227.27	4.37								
d-PS+Remb	734.77	12.275	9019.30	0.00								

Tableau VI. 4 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+0.2Q -1.4E_X".

Axe	N _i (KN)	X _i (m)	N _i *X _i (KN*m)	M _i (KN*m)	ΣN _i (KN)	Σ(N _i *X _i +M _i) (KN*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ _{moy} (KN/m ²)	σ _{sol} ¹ (KN/m ²)	Verifi
1	7.77	0.80	6.22	6.10	2344.75	29453.53	25.35	1.40	-0.11	65.21	270	VER
2	388.16	3.60	1397.38	3.74								
3	337.66	8.05	2718.16	0.74								
4	71.27	11.20	798.22	1.24								
5	71.06	14.15	1005.50	0.44								
6	337.55	17.30	5839.62	0.88								
7	388.22	21.75	8443.79	3.13								
8	8.29	24.55	203.52	5.55								
Poid-PS+Remb	734.77	12.275	9019.30	0.00								

VI.4.2. Calcul de la hauteur de la semelle

$h = d + 0.05$

Avec : $d = \frac{B-b}{4}$

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.4-0.35}{4} + 0.05 = 0.31\text{m}$

On prend : **h=35 cm**

VI.4.3. Vérification au poinçonnement [9]

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 en fonction de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calcul en premier lieu la longueur élastique de la semelle « l_e » :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}}$$

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 est tel que :

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de largeur « a » non négligeable. On pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle.

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e + a$$

Si l'entraxe des poteaux est inférieur à 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.4.4. Calcul de la poutre de rigidité

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec} \quad l = 445 \text{ cm (plus grande distance entre deux portique parallèles)}$$

$$\frac{445}{8} < h < \frac{445}{6} \Rightarrow 55.63 \text{ cm} < h < 74.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 100 \text{ cm}}$$

Donc la semelle de la section en « T » a comme géométrie : B =1.4 m / b0 =0.35 m / h = 1.00 m / h0 = 0.35 m / d =0.9 ×h = 0.90 m

$$L_{\max} = 4.45 \text{ m}$$

$$I = 0.052 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

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

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}} = \mathbf{3.31 \text{ m}}$$

$$a = 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e + a = \frac{3.14}{2} \times 3.31 \text{ m} + 0.35 \text{ m} = \mathbf{5.55 \text{ m}}$$

$$\mathbf{4.45 \text{ m} \leq 5.55 \text{ m} .}$$

Donc le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

VI.5. Calcul des sollicitations

D'après RPA 99/2024, le ferrailage à l'ELU (1.35G+1.5Q).

$$q_u = \sigma_{moy\ ELU} \times B = 141.54 \times 1.40 = \mathbf{198.16\ KN/m.}$$

$$q_s = \sigma_{moy\ ELS} \times B = 108.03 \times 1.40 = \mathbf{151.24\ KN/m.}$$

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en section « T » renversée :

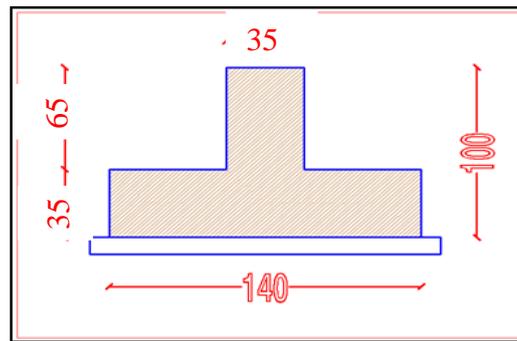


Figure VI. 5 : Coupe de la semelle filante.

Tableau VI. 5 : Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	198.16	151.24
Moment en travée (KN. m)	-99.20	-71.65
Moment en appui (KN. m)	286.62	207.14
Effort tranchant (KN)	312.21	226.05

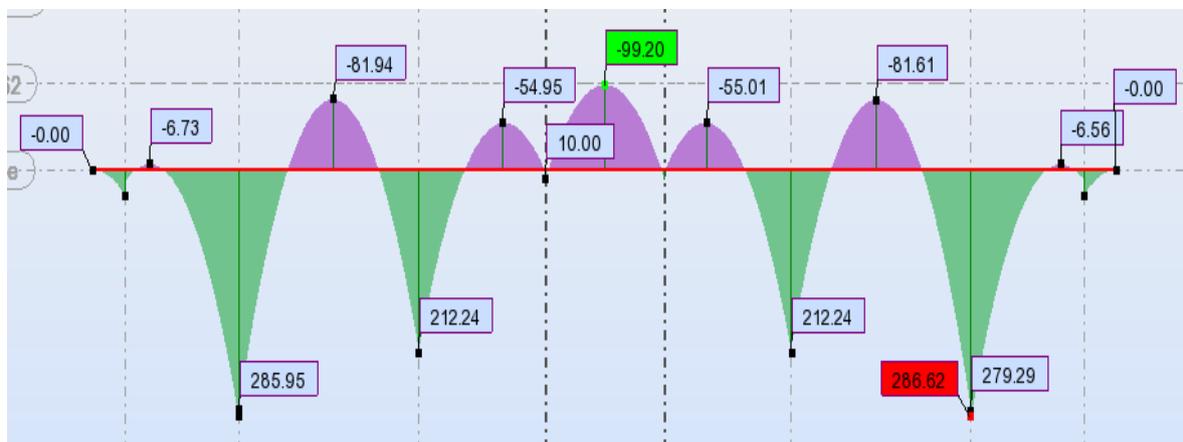


Figure VI. 6 : Diagramme Moment a « ELU ».

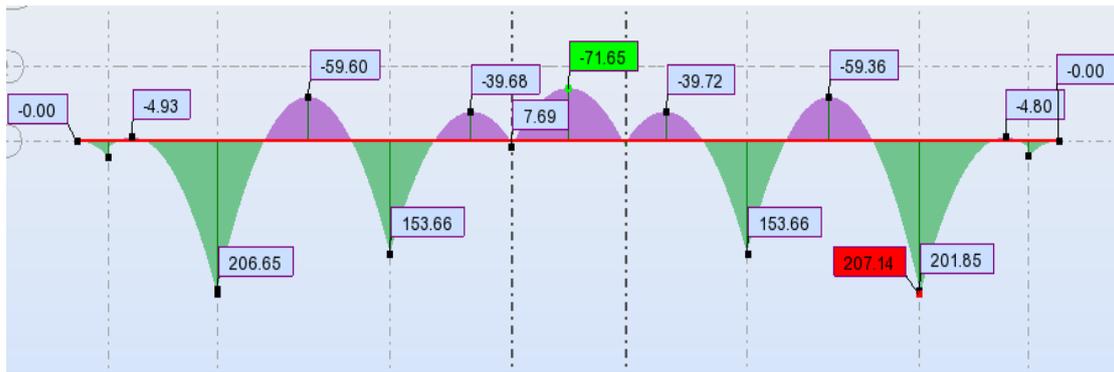


Figure VI. 7 : Diagramme Moment a « ELS ».



Figure VI. 8 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELU ».

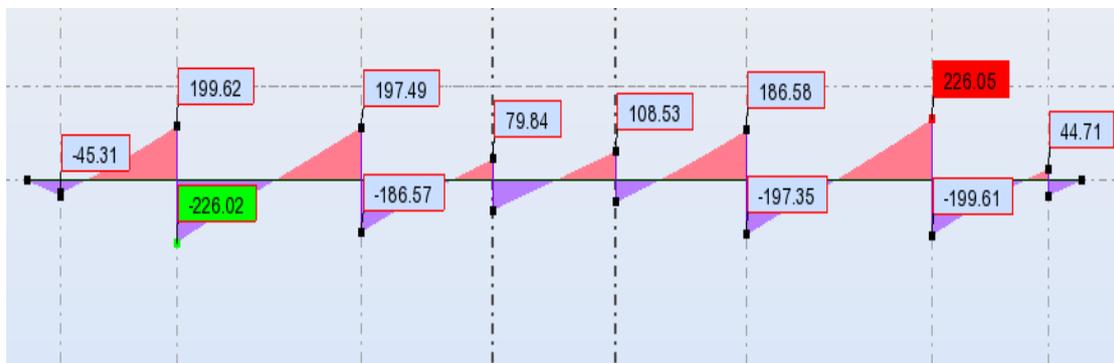


Figure VI. 9 : Diagramme de l'effort de tranchant a « ELS ».

VI.6. Calcul du ferrailage

1. En Appuis

➤ Ferrailage principal

$$M_{\max} = 286.62 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) \times \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.40 \times 0.35 \times (0.95 - \frac{0.35}{2}) \times 14.17 \times 10^3$$

$$M_t = 5381.06 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 140$ cm et de hauteur $h = 100$ cm.

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{286.62 \times 10^6}{1400 \times 950^2 \times 14.17} = \mathbf{0.016} < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.020}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) d \Rightarrow Z = \mathbf{94.24 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{286.62 \times 10^6}{942.4 \times 348} \Rightarrow A_s = \mathbf{8.74 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{16.06 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **8T12+4T16** ($A_s = 17.09 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité, qui reprend les différents Ni dans ce sens, seulement des aciers de construction sont nécessaires.

$$A_r = \frac{17.09}{3} = \mathbf{5.70 \text{ cm}^2}$$

Choix d'armature : **6HA12** $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

2. Sur travée

➤ **Ferraillage principal**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 35 cm et de hauteur $h = 100$ cm.

$$M_{max} = -99.20 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{99.20 \times 10^6}{350 \times 950^2 \times 14.17} = 0.022 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.028$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \cdot d \Rightarrow Z = (1 - 0,4 \cdot 0.028) \times 95 = 93.94 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{99.20 \times 10^6}{939.4 \times 348} \Rightarrow A_s = \mathbf{3.03 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{04.01 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **4T14** ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité, qui reprend les différents Ni dans ce sens, seulement des aciers de construction sont nécessaires.

$$A_r = \frac{6.16}{3} = 2.05 \text{cm}^2$$

Choix d'armature : **3HA12** $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre (h = 1.00m), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, et par conséquent on adopte : 2x2T12

Tableau VI. 6 : Résultats de calcul ce ferrailage.

	M (KN. m)	H (m)	B (m)	b0 (m)	h0 (m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix de ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
Travée	99.20	1.00	0.35	/	/	3.03	04.01	4T14	6.16
Appui	286.62	1.00	1.40	0.35	0.35	8.74	16.06	8T12+4T16	17.09

➤ **Verification à L'ELS**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c28}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{99.20}{71.65} = \mathbf{1.38}$$

$$\alpha < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.44}$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.44 \quad \text{Alors : } 0.44 \leq 0.65 \dots\dots\dots \text{cv}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20f_c28}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right) \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_c28}{\gamma b} ; 4\text{MPa} \right) \dots \text{(Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.50 ; 4\text{MPa}) = \mathbf{2.50 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{312.21 \times 10^3}{400 \times 950} = \mathbf{0.82 \text{ MPa}}$$

$$0.82 \leq 2.50 \text{ Mpa}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{30} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min (33.33 ; 35 ; 16) \quad \text{On adopte } \phi_t = 8 \text{ mm} (\phi 8)$$

$$\left(\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \right) \geq \max \left(\frac{\bar{\tau}_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \quad \text{avec } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\left(\frac{201 \times 400}{350 \times 150} \right) \geq 1.25 \text{MPa} \quad 1.53 \text{MPa} \geq 1.25 \text{MPa.}$$

VI.7. Schéma de ferrailage semelle filante

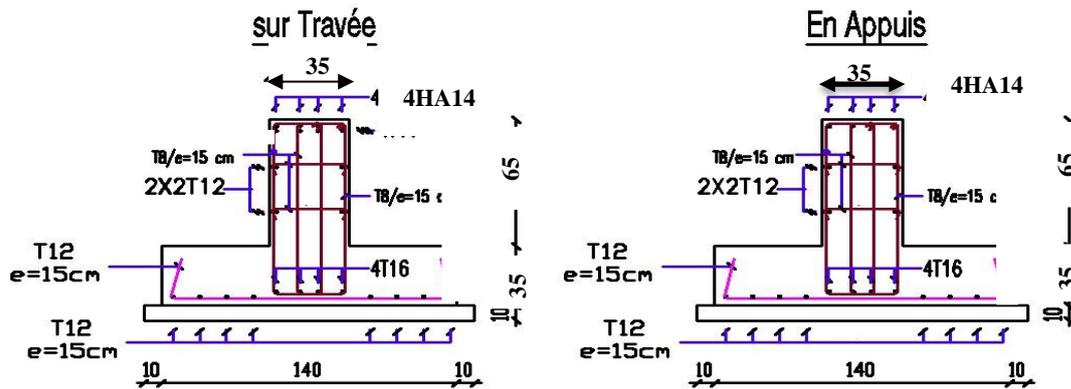


Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.8. Etude des longrines

Les longrines ont pour rôle de :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.8.1. Pré dimensionnement

D'après le règlement RPA 2024 (art 10.1.1) [3]

Les longrines auront des dimensions minimales comme :

(25×30) cm²... Sites de catégorie S₂, S₃

(30×30) cm²... Site de catégorie S₄

Notre site est de type ferme S₃, nous adapterons une section de dimensions suivantes (30×30) cm².

VI.8.2. Ferrailage de la longrine

1. A L'ELU

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $F = \pm \alpha(A.I.S).N \geq 20 \text{ KN}$ (RPA 99 ver 2024 Article 10.1.1) [3]

A : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. D'après l'article (RPA Article 10.1.1) [3] :

$\alpha = 0.4$ (site S₃, zone V),

$N_u(\text{max})$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$N_u(\text{max})$: **788.96 KN**

$F = 0.4 \times 788.96 \times 0.25 \times 1 \times 1.30 = \mathbf{102.56 \text{ KN} > 20 \text{ KN}}$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{102.56 \times 10^3}{348} = 294.71 \text{ mm}^2 = \mathbf{2.95 \text{ Cm}^2}$$

2. A L'ELS

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$N_{ser} = \mathbf{571.04 \text{ KN}}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\alpha \cdot (A. I. S) \cdot N}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot (A. I. S) \cdot N}{\sigma_s} = \frac{0.4 \times (0.25 \times 1 \times 1.30) \times 571.04 \times 10^3}{201.63} = \mathbf{3.68 \text{ cm}^2}$$

Recommandation et section d'armature minimales donnée par de RPA99 v2024 Article 10.1.1) [3] :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = \mathbf{5.4 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = \mathbf{5.4 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **6T12 (A_s = 6.79 cm²)**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

$$\Leftrightarrow A_{min} \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopté} \rightarrow 0.98 < 6.79 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \min(15\phi_t ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min(18 ; 20 \text{ cm})$$

On prend : S_t = 15 cm

➤ **Armatures transversales**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow \quad A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A=2.01\text{cm}^2$).

VI.8.3. Schéma de ferrailage de la longrine

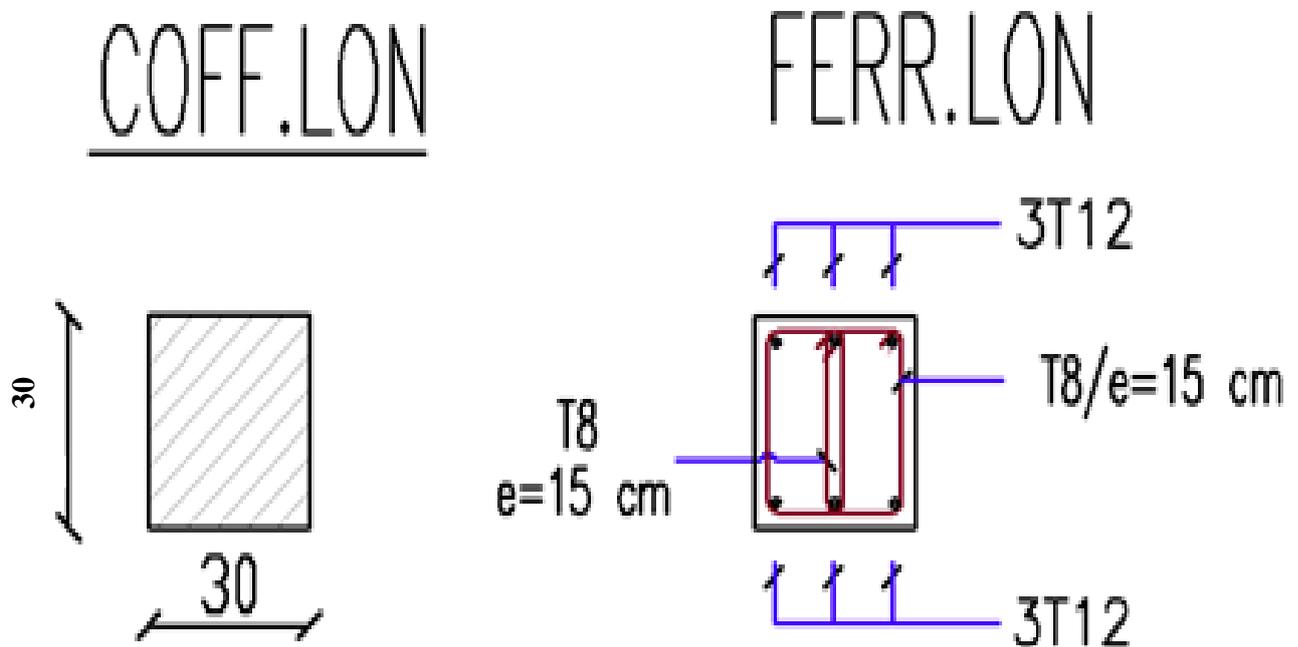


Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage de la longrine.

VI.9. 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

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul. En effet, on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul a extrêmement facilité la conception et le calcul des structures. Ces logiciels peuvent même déduire les sections d'acier nécessaires selon les instructions des règlements prédéfinis dans leur base de données. Le calcul manuel réalisé durant notre travail est effectué juste pour mettre en évidence les compétences théoriques accusées pendant notre parcours de formation.

Ce travail nous a permis alors d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus d'un part et de maîtriser l'utilisation de logiciels Autodesk ROBOT qui est très pratique pour les bâtiments de l'autre part.

A travers l'étude de notre projet de fin d'étude, on peut conclure par les points suivants :

- La modélisation doit, autant que possible, contenir tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement plus proche de la réalité.
- L'existence des voiles dans la structure permet la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux moins sollicitées. Par conséquent, un ferrailage avec le minimum exigé par RPA.
- La disposition adéquate des voiles joue un rôle major sur la stabilité de la structure vis-à-vis le séisme.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour certain cas, surtout ceux similaire à la structure de notre étude.

Liste des références

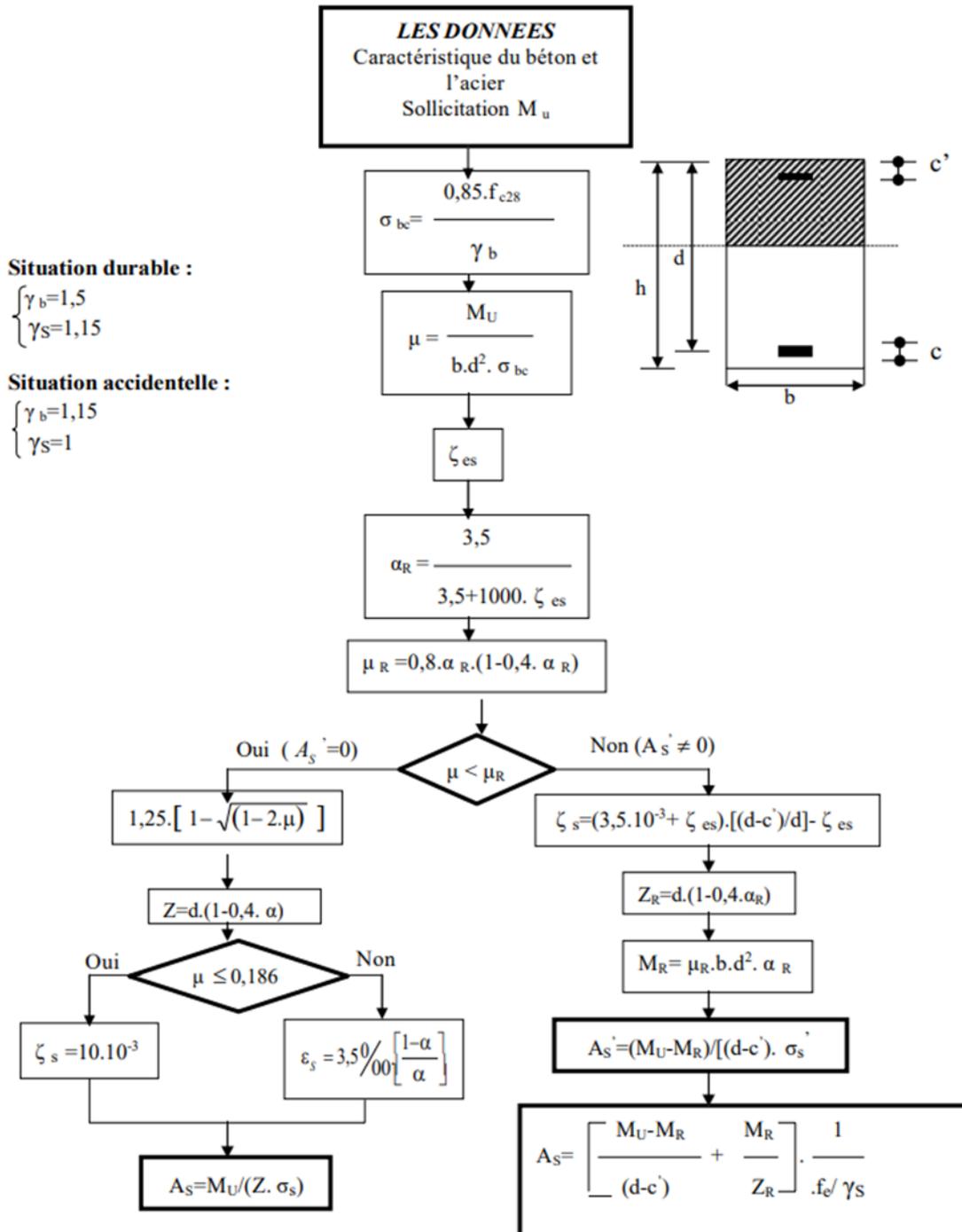
- [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91modifié 99**.
- [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**
- [3] Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2024**
- [4] ATAMNA Ahmed Louai et BOUCHECHE Oussama " Etude d'un Bâtiment (R + 5) avec Contreventement mixte"Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila ,Année Universitaire : 2022-2023
- [5] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim
- [6] DAAS Ilham et BOUSSOUF Malak "Calcul et modélisation d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation" Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila, Année Universitaire : 2022-2023
- [7] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique règlementaire **DTR B.C.2.2**
- [8] BEN ZEBOUCHI Abderrezak et KAHLESSENANE Hicham "Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation situé à Mila (R + 5) " Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila, Année Universitaire : 2023-2024
- [9] Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée « **A - Fuentes** »
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2021.

ANNEXES

ANNEXE 1

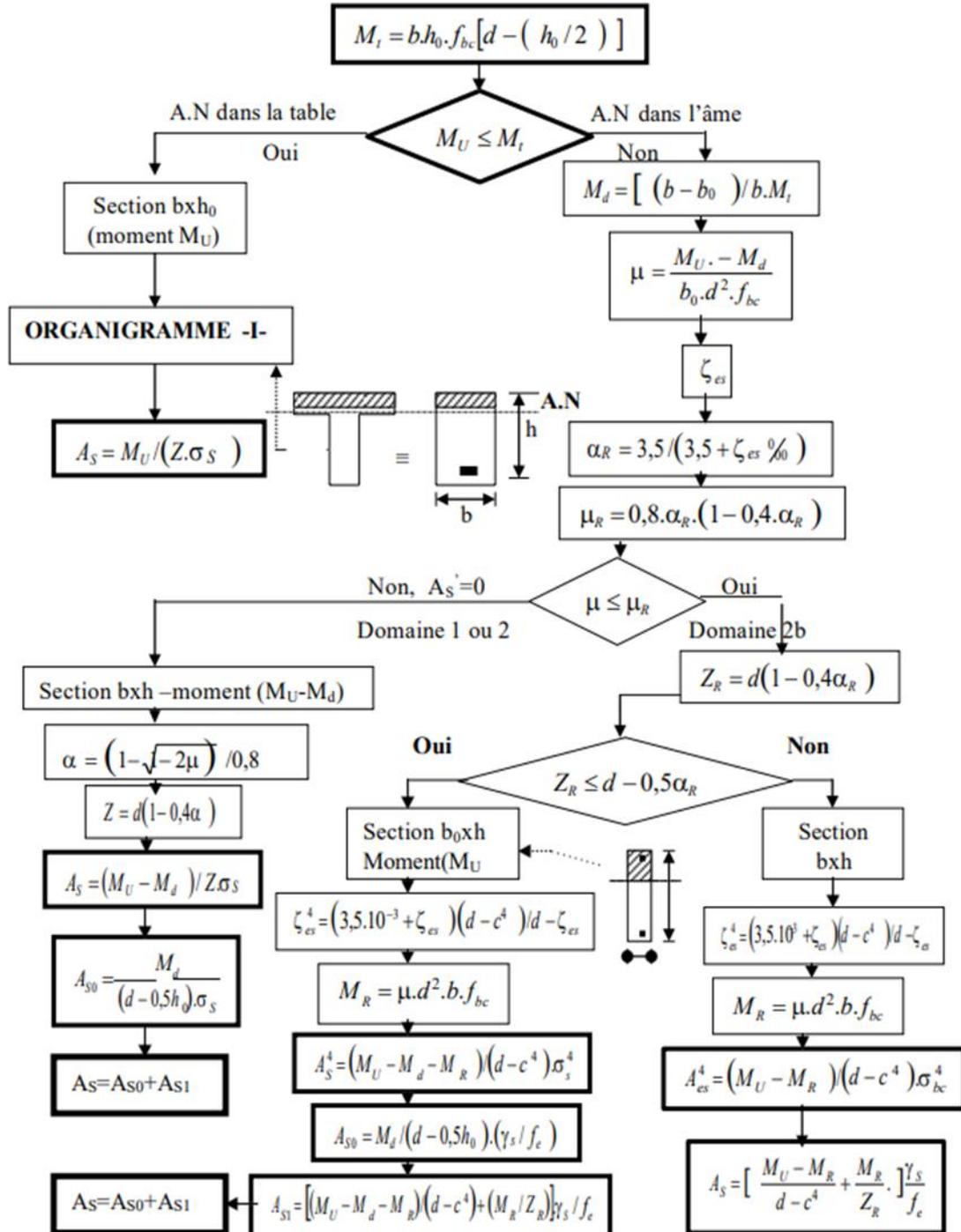
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



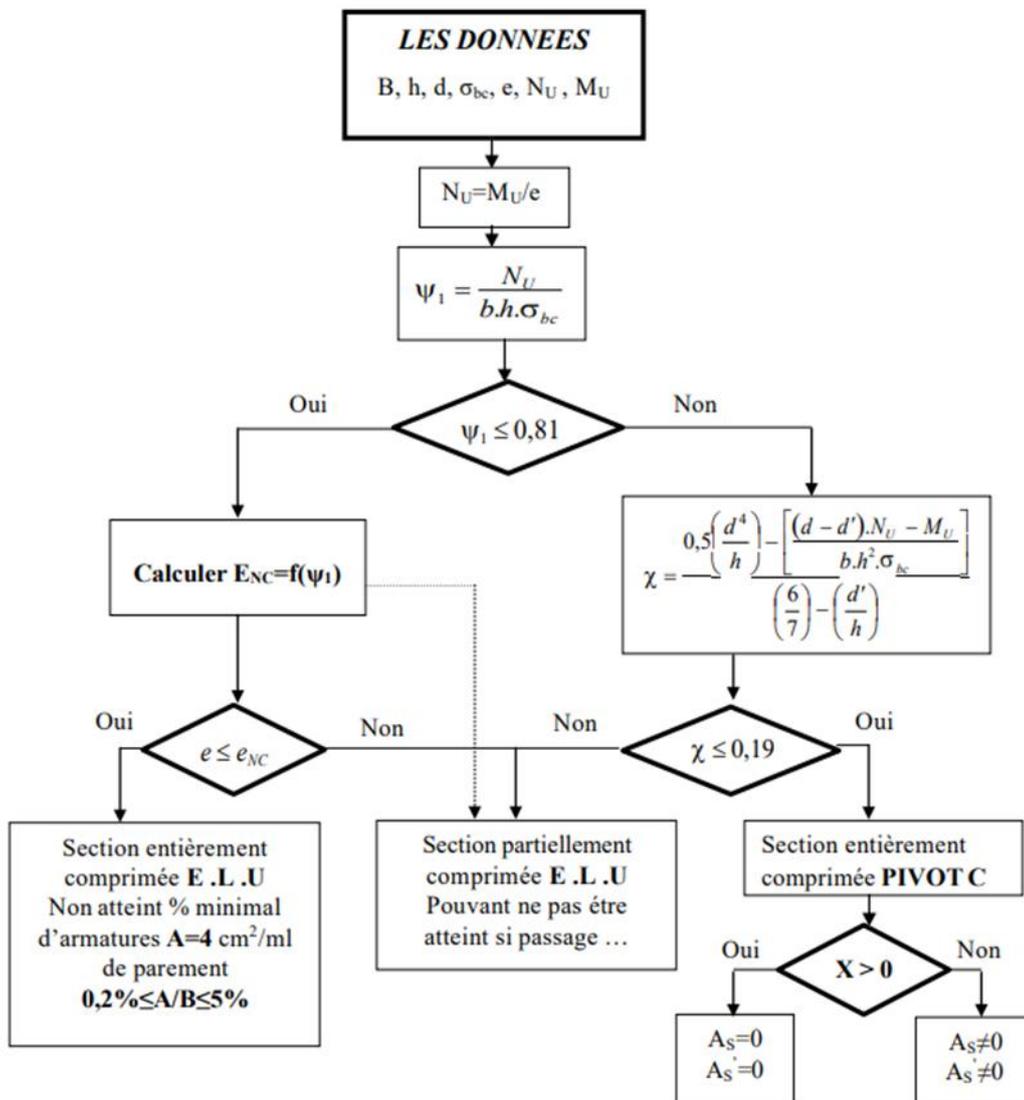
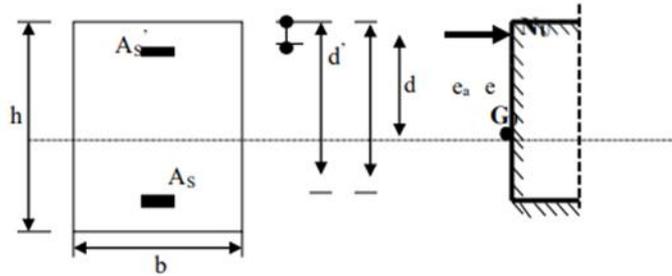
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

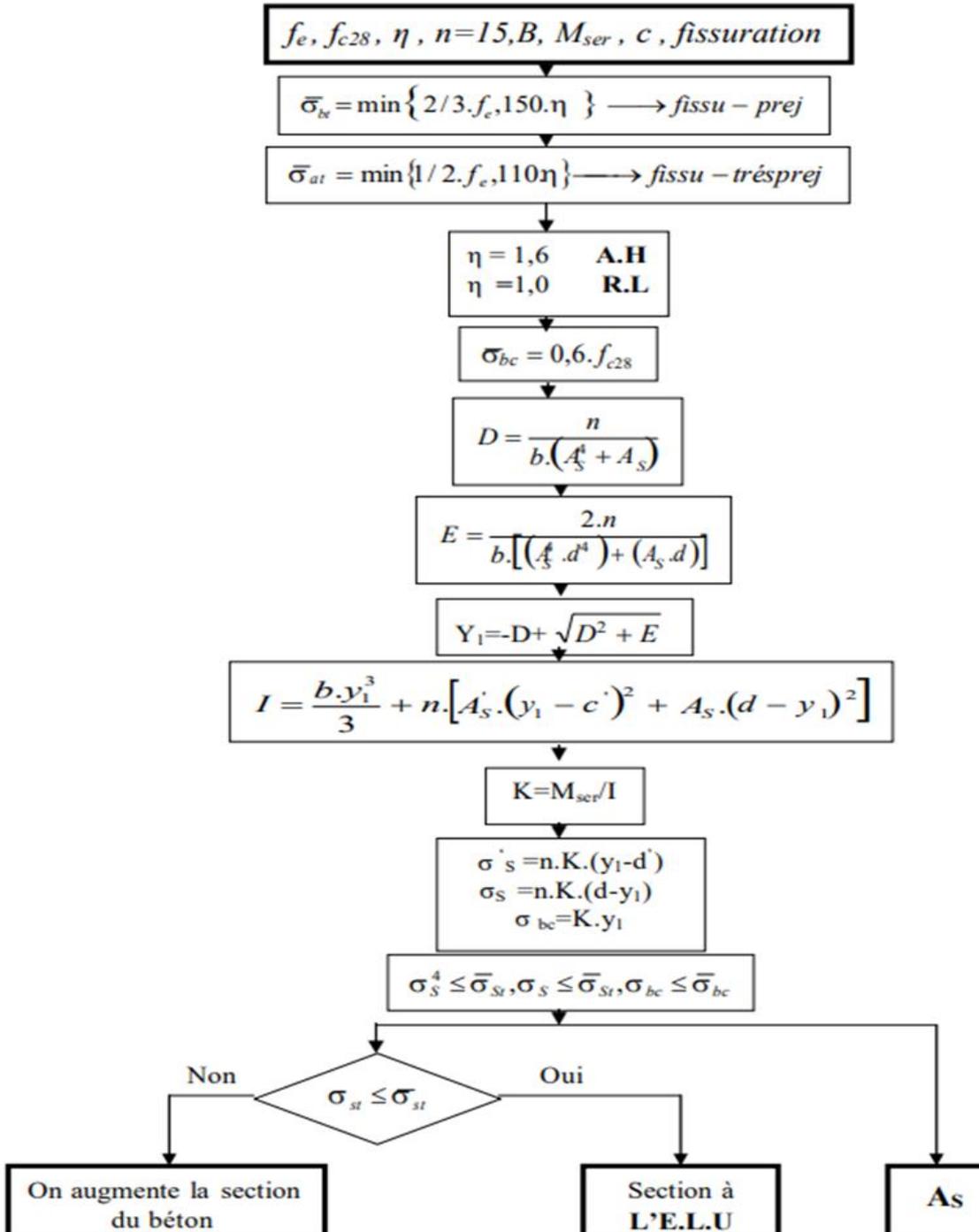
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



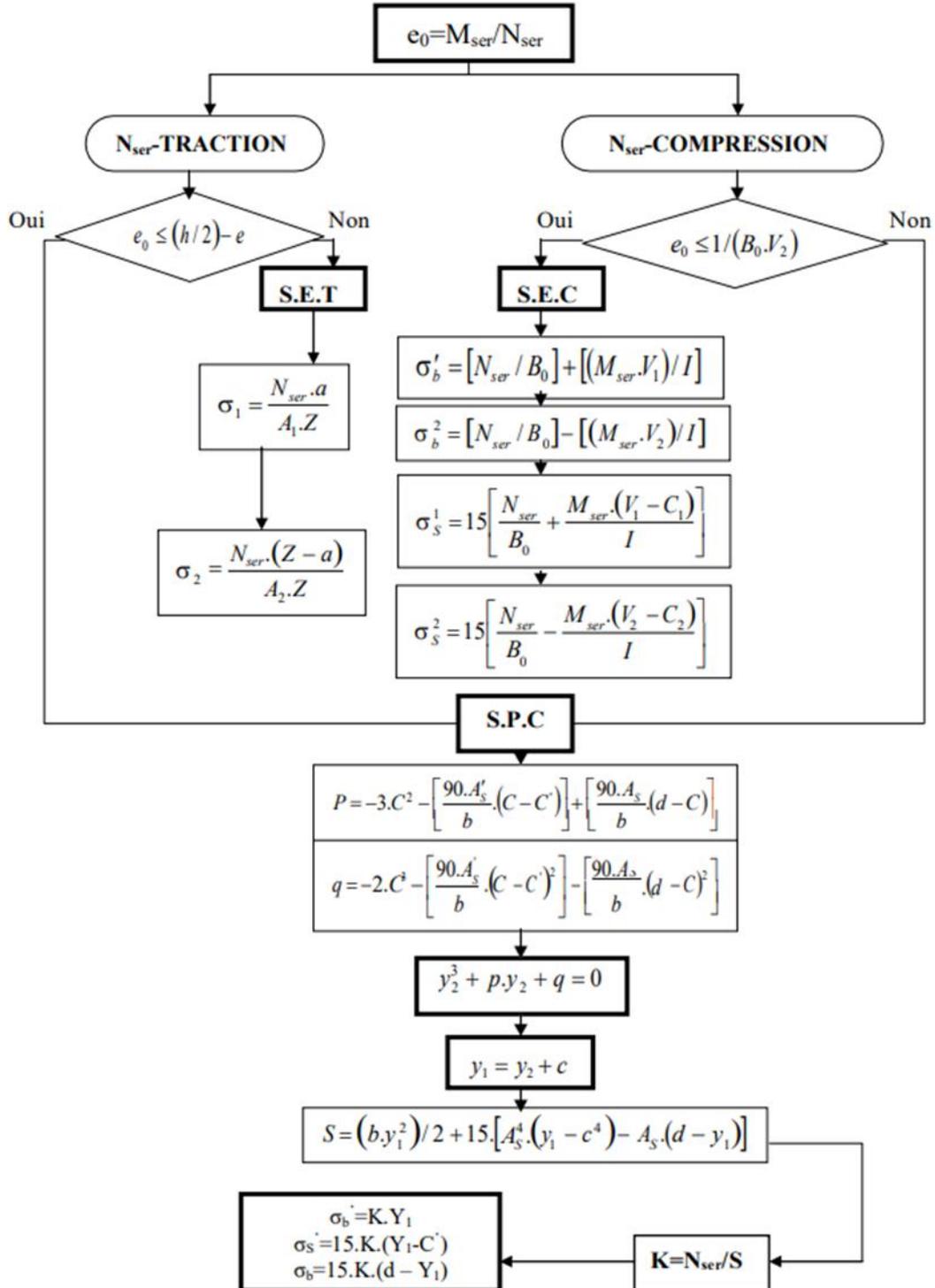
ANNEXE 2

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

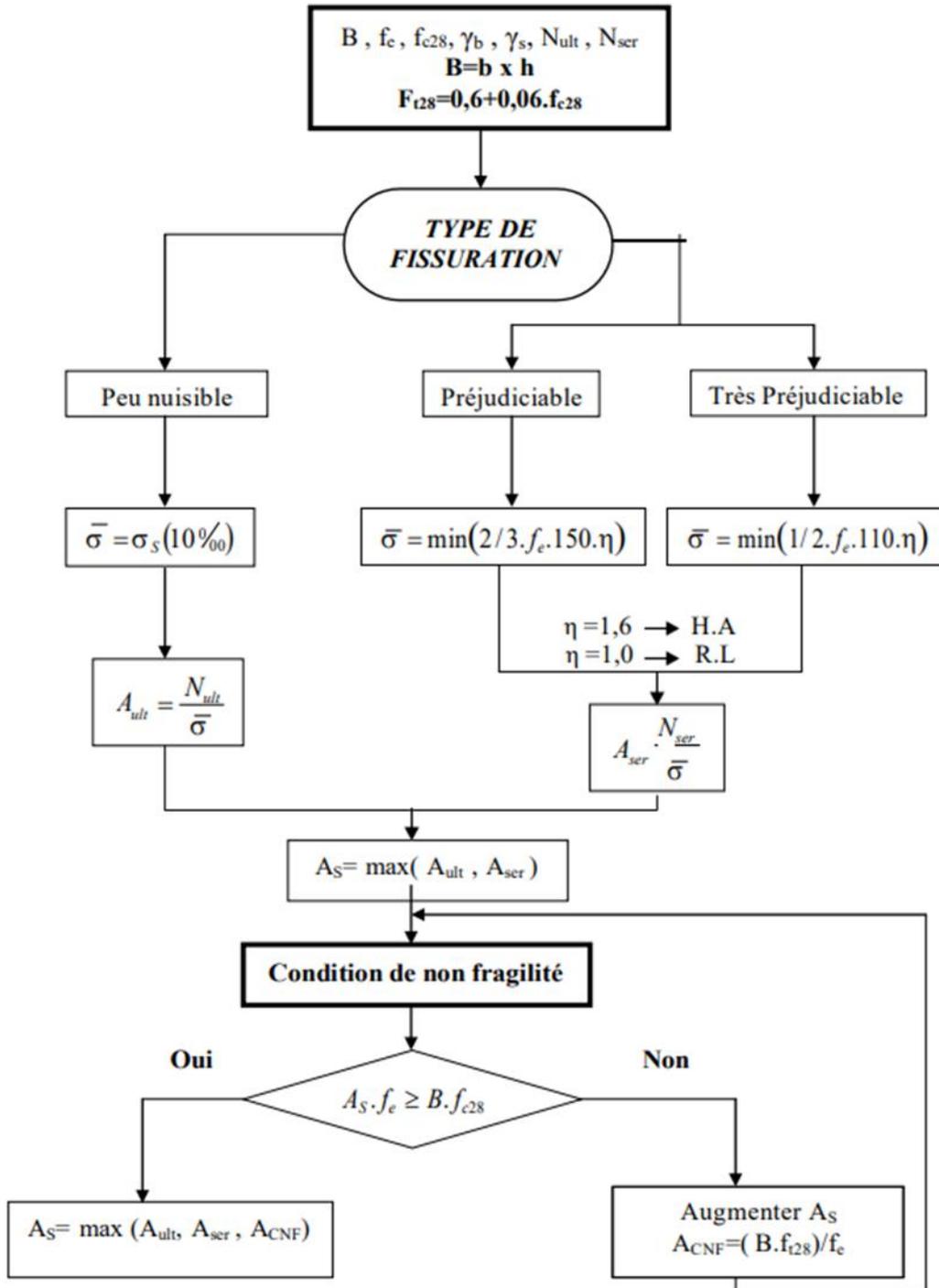


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL' E.L.S



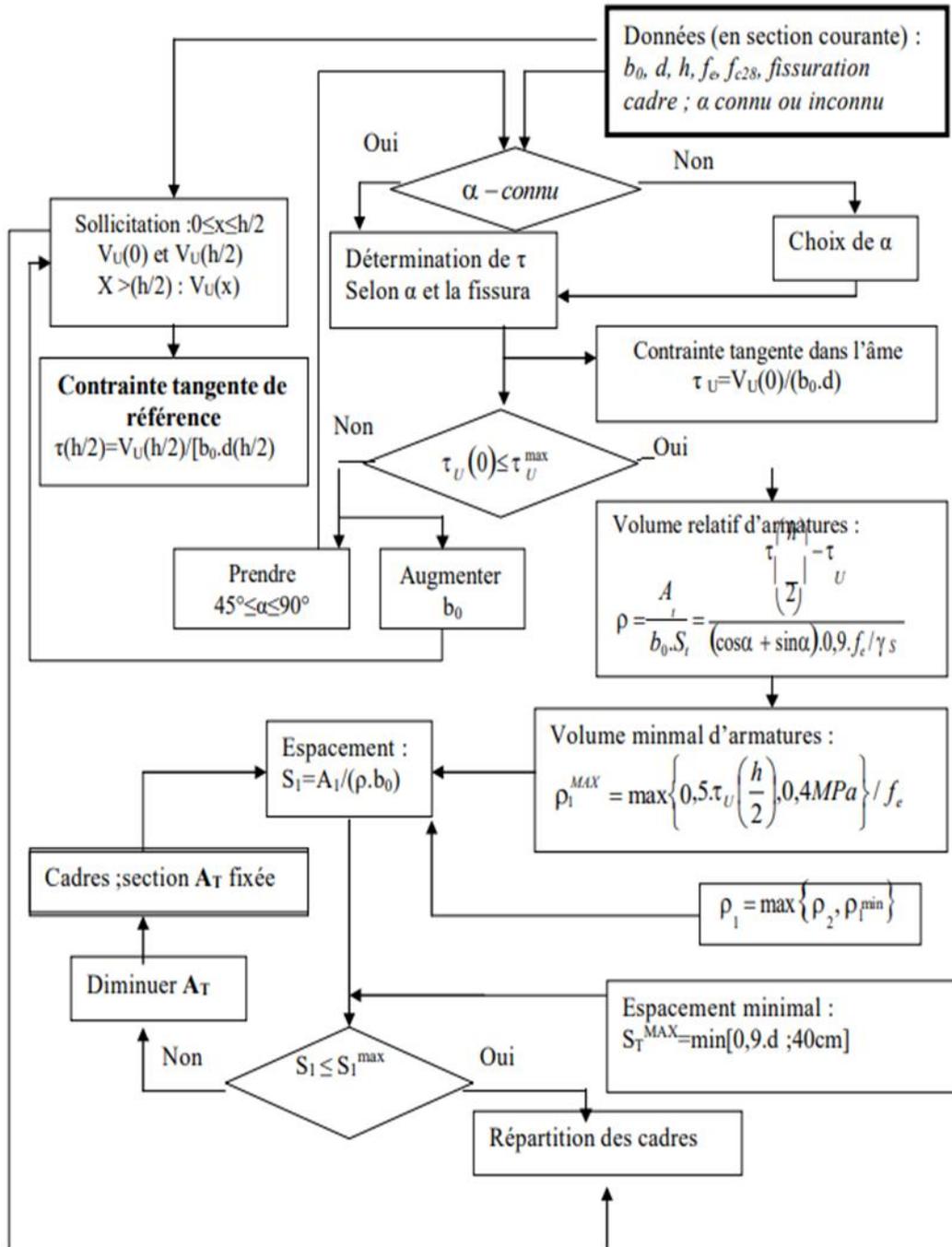
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



ANNEXE 3

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

ANNEXE 4



MINISTÈRE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المخبر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

E.P.E / S.P.A. AU CAPITAL DE 100 000 000 DA - R.C. 1998/0103/05/08

Direction régionale Est

UNITE : BOUIRA

Rapport d'étude géotechnique

N° DOSSIER : 54/ES/2021

PROJET : 100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIF LPL A SIDI MEROUANE- MILA

CLIENT : O.P.G.I MILA

SITE : SIDI MEROUANE-MILA

DATE : 14/08/2021

Adresse : Cité 1100 Logts- Tour N° :07-Bouira

Tél: 026 73 62 25 Fax: 026 73 62 24 /23 E-Mail: lhcc_bouira@yahoo.fr

I. INTRODUCTION :

Suite à la demande de l'OPGI de MILA, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de BOUIRA, a entrepris l'étude de sol du terrain devant servir d'assise au projet **100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS LPL à SIDI MEROUANE WILAYA DE MILA.**

L'objectif défini à l'intervention du laboratoire LNHC BOUIRA est l'étude géotechnique du site du projet en vue d'établir le mode de fondation adéquat.

Des travaux de reconnaissances géotechniques matérialisés par les essais *in situ* (sondages carottés y compris pose piézométrique, sondage pressiométrique, et pénétromètre dynamiques lourd et une campagne des essais au laboratoire) ont été effectués.

II. DESCRIPTION DU SITE :**➤ SITUATION :**

Le projet en question se trouve dans la commune de Sidi Merouane à la wilaya de Mila, il est localisé à côté des habitations individuelles, les limites sont matérialisées comme suit :

- Au Nord ; par une voie menant vers la commune de SIDI MAROUANE.
- Au Sud ; par des bâtiments en R+5.
- A l'Ouest ; par école primaire en cour de réalisations.
- A l'Est ; par une route nationale menant vers Grarem GOUGA.

SIDI MEROUANE- MILA

**Fig.01 : Situation du projet**

(Photographie satellite du 10/08/2021-Source Google MAPS)

➤ Topographie du site :

La visite du site que nous avons effectué nous a permis de constater que le terrain attribué pour l'étude présente une topographie inclinée, leur dénivellée orienté vers l'Est, et remblayée presque dans sa moyenne superficie d'une épaisseur allant de 0.30 mètre à 2.00 mètre.

III. GEOLOGIE:

➤ Géologie de la région :

La région du Mila, se situe dans le domaine tellien. Elle est caractérisée par la diversité de ses faciès géologiques ainsi que par sa complexité structurale.

La région d'étude fait partie des nappes telliennes une grande unité qui s'étend sur une superficie de 68,3km² environ. Elle se constitue principalement par quatre niveaux :

Le premier niveau : il est formé par des alluvions récentes qui couvrent le lit majeur de l'Oued Bousslah en amont comme en aval. Leur épaisseur est considérable puisqu'elle varie entre 0,5 et 1 mètre.

- **Le deuxième niveau** : c'est du quaternaire récent qui est très étendu puisqu'il s'étale sur une vaste partie de ce bassin. Il forme la terre arable qui est à la base de sa richesse agricole. Il recouvre également des formations de pentes et des alluvions plus anciennes.

- **Le troisième niveau** : il s'est constitué essentiellement sur les formations du Mio-pliocène continental. On y trouve des argiles, des conglomérats variés qui contiennent parfois des débris du calcaire lacustre. Ce niveau coiffe les terres élevées du col de Ferdjoua et le replat de Mechta Draa El Amr.

- **Le quatrième niveau** : il présente des marnes grisâtres renfermant des boules jaunes. Il est adossé à la nappe tellienne de Djemila et étroitement localisée à la Mechta Beni Oukdene.

IV. SISMICITE DE LA REGION

Après le séisme de 21 mai 2003 de **Zemmouri**, le Centre de Recherche appliqué en Génie Parasismique (CGS) a établi une nouvelle carte de zonage sismique (**Figure 02**).

- **Zone 0** : Région à sismicité négligeable
- **Zone I** : Région à sismicité faible
- **Zone II a** : Région à sismicité moyenne
- **Zone II b** : Région à sismicité moyenne
- **Zone III** : Région à forte sismicité.



Figure 02 : Nouvelle carte de zonage ; Règles Parasismiques Algériennes version 2003
Après le séisme de boumerdes

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de **Mila** est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le R.P.A 99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003.



V. TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

1- Phase de reconnaissance préliminaire :

Une visite du site a été effectuée dans le but de faire un constat des lieux axé principalement sur les aspects suivants (la nature superficielle du terrain, la végétation, la présence des remblais, des talwegs, l'accessibilité du terrain à nos moyens d'investigation...) qui peuvent nous être utiles pour le choix du dispositif d'investigation le mieux approprié pour le projet.

2- Phase d'intervention in-situ :

2-1 : Sondages carottés :

Afin de reconnaître la nature du sol en place, nous avons effectués cinq (05) sondages carottés de quinze mètres linéaires (15.00m) de profondeur pour chacun, dont la description visuelle, nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Sondage 01

De 0.00-0.50 m : Argile noirâtre ;

De 0.50-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 02

De 0.00-0.80 m : Remblais ;

De 0.80-3.20 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 3.20-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 03

De 0.00-0.50 m : Remblais ;

De 0.50-1.80 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 1.80-3.00 m : Argile sableuse de couleur beige ;

De 3.00-14.50 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse)

De 14.50-15.00 m : Marnes de couleur beige verdâtre carbonatée.

Sondage 04

De 0.00-2.50 m : Remblais ;

De 2.50-8.00 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 6-7.70 mètre ;

De 8.00-10.50 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 10.50-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse) ;

Sondage 05

De 0.00-1.00 m : Argile noirâtre ;

De 1.00-3.80 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 3.10m et 3.80 mètres ;

De 3.80-12.00 m : Argile de couleur beige brune avec présence des concrétions de carbonates ;

De 12.00-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Les sondages réalisés, ont permis de mettre en évidence une nature lithologique constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages SC01 ; SC02, SC03, SC04 . (Voir les logs du sondage ci-joint en annexes).

2-3- Essais pressiométriques :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in-situ réalisé par expansion d'une cavité cylindrique, les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le sol en place à l'aide d'un fluide agissant sur des membranes dilatables. On aboutit ainsi une relation effort-déformation.

Trois (03) essais pressiométriques de Ménard ont été réalisés au niveau de cette étude (voir le plan d'implantation) allant jusqu'à 15 m de profondeur. Les résultats ont été interprétés sous forme de courbe synoptique, pression de rupture P_1 ; module de déformation Ménard "E" en fonction de la profondeur (qu'on y trouve en annexe).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant donnant l'état de consolidation de chaque couche, selon la classification des sols basée sur le rapport E/P_1 Selon la D60 :

N°SP	P_1 (bar)		E_{60} (bar)		E_{60}/P_1		Etat de Consolidation
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	
SP 01	9.83	20.52	87.36	383.22	15.67	23.89	Surconsolidé
SP 02	12.23	13.19	108.16	533.06	8.48	43.58	Sur consolidé
SP 03	6.66	17.97	180.08	378.04	22.61	34.70	Sur consolidé

Les résultats des essais pressiométriques ont donné des valeurs moyennes à élevées jusqu'à 15,00 mètre de profondeur où la pression limite varie entre 9.83 bar et 20.52 bars, et le module de déformation varie entre 87.36 bars et 533.06 bars, donc le sol est classé comme Surconsolidé.

2-4 : Campagne pénétrométrique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe ; on compte de façon plus au moins continue en fonction de la profondeur, le nombre de coups nécessaire à enfoncer le train de tiges d'une hauteur plus au moins constante.

On calcule la résistance de pointe au moyen d'une formule dite des Hollandais :

$$R_p = \frac{m^2 \cdot h}{S \cdot e(m + m')} \quad m : \text{poids du mouton}$$

m' : poids total du train de tiges

h : hauteur de chute

e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant

S : section de la pointe

Douze (12) essais de pénétration dynamique ont été effectués afin de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol en fonction de la profondeur, de vérifier le degré d'homogénéité du sous-sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les résultats sous forme de diagramme donnant la résistance en pointe du sol en fonction de la profondeur, ainsi que le plan d'implantation des essais figurent en annexe.

R_p (bars) Prof (m)	P01	P02	P03	P04	P05	P06
0.0- 1.0	792.51	792.51	792.51	792.51	792.51	792.51
1.0- 2.0	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus
2.0- 3.0	-	-	-	-	-	-

$$\bar{E}_p = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n (h_i | E_{pi})}$$



Avec :

h_i : l'épaisseur de la couche i .

E_{pi} : le module de Young ;

- Une pression limite $9.83 \text{ bar} < P_l < 20.52 \text{ bar}$
- Un module pressiométrique $87.36 \text{ bar} < E_p < 533.06 \text{ bar}$.

Ce qui indique que le sol ferme, classé en catégorie **S3 (sol meuble)**, selon la classification du RPA 2003.

VIII. FONDATEMENTS DE STRUCTURE :

Considérant la nature du sol rencontré, nous recommandons l'utilisation de fondations superficielles.

Deux (02) types de méthode de calcul de la capacité portante ont été développés dans le cadre du présent projet :

- La méthode de calcul à partir des résultats d'essais in situ, c'est-à-dire à partir des essais à la pénétration dynamique et l'essai pressiométrique (PDL & SP).
- Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement à court terme (méthode classique, dite méthode « c-φ »).

A- Capacité portante des fondations :

Calcul de la capacité portante à partir des essais pénétration dynamique :

Selon le D.T.U 13.12, la contrainte limite de calcul q_L pour une fondation superficielle est obtenue par la formule empirique suivante :

(D.T.U 13.12 : Règle pour le calcul des fondations superficielles)

$$q_L = \frac{R_p}{(5 \text{ à } 7)}$$

De cette formule décrite ci-dessus, nous pouvons estimer la contrainte admissible pour une fondation superficielle par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_L}{F_s}$$

Avec : F_s (coefficient de sécurité) égale à 3

En tenant compte des valeurs de résistance en pointe R_p enregistrées sur l'ensemble des essais réalisés au niveau du site, nous avons pris pour le calcul de la capacité portante des sols en place et cela pour plus de sécurité une résistance minimale de pénétration dynamique R_p égale à **38.00 bars**. Pour cette valeur, la contrainte admissible est de l'ordre de **1.80 bars** pour des fondations superficielles d'ancrage **D=2.00m**.

Calcul de la capacité portante à partir des essais pressiométrique :

La capacité portante q_u d'un sol pour une fondation superficielle est déterminée selon l'annexe B1 du fascicule 62, titre V, suivant la formule ci-après :

$$q_u = q_0 + K_p \cdot P_{le}$$

X. CONCLUSION :

Le terrain retenu pour Le projet **100 logements publics locatifs LPL** sise à Sidi Merouane-Mila, est constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonatés de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages.

L'ensemble des résultats pénétrométrique, indiquant un sol homogène de point de vu résistance, Les valeurs de la résistance en pointe sont généralement appréciable à partir de premier mètre de profondeur dans l'ensemble. Avec des refus enregistrés attendre en faible profondeur entre 0,4 et 1,0 mètre.

Les résultats des essais *In situ* de type pressiométrique, montrent clairement que le terrain d'assise présente un bon état de compacité, avec des valeurs de pression limite *Pl* s'amélioré progressivement en fonction de la profondeur.

L'interprétation des essais de laboratoire montre que des échantillons testés présentent les caractéristiques géotechniques suivantes : un sol moyennement dense ; détrempé, peu plastique, moyennement compressible et a une tendance au gonflement.

Les analyses chimiques sommaires ont été effectuées afin de déterminer l'agressivité du sol, sur l'échantillon prélevé de la profondeur au droit de sondage réalisé, ont révélés un sol dans sa majeure partie comme non agressif

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la région **Mila** appartient à la zone **Ila**, indiquant une sismicité moyenne.

Selon le RPA99/2003, le site étudié peut être classé en fonction de ses propriétés mécaniques déduites des résultats des essais in-situ et lui confèrent un classement S3, sol meuble

- Compte tenu de la nature de sol, du type de projet et des résultats des investigations *in situ* et au laboratoire, nous vous suggérons d'opter pour :

Des fondations superficielles, adapté au type du projet en question, ancrées à environ 2.00m de profondeur par rapport à la cote des terrassements généraux, en dépassent toute épaisseur des remblais éventuels.

-La contrainte admissible à prendre dans le calcul est de l'ordre de 1.80 bars.

-Le tassement des fondations de la largeur $B=2.00$ m est resté acceptable pour une contrainte de calcul de 1.80 bars.

RECOMMANDATIONS :

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, les pentes abruptes que présente le site, ainsi que le caractère gonflant du sol, nous proposons les recommandations suivantes :

- ✓ Tout ancrage doit se faire en dépassant la couche de l'argile noirâtre