



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

DOUMA SOUMIA

DJILALI AMEL FATIMA ZOHRA

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT DE R+5 EN BÉTON
ARMÉ À USAGE MULTIPLE SITUÉ À SAIDA**

Soutenu publiquement le 02/07/2022 devant le jury composé de :

Mr. G. ABADA

Président

Mr. B. A. BENYAMINA

Encadreur

Mr. MIMOUNI

Examineur

Mr. D. I. KLOUCHE

Examineur

Promotion 2021/2022



Remerciements

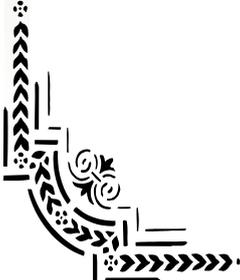
On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur Mr BENYAMINA, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

*Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil
Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.*

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Soumia et Amel



Dédicace



Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon côté durant toute ma vie, à mon cher père qui a sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Je dédie aussi ce mémoire :

À toute ma famille Douma et Ali pacha

À tous mes Frères Mohammed, KHALED, à ma chère sœur Raaoua

À tous mes amis, particulièrement :

Amel, Marwa, Chirine

À tout ce qui m'a encouragé de proche

et de loin de finir ce travail

À toutes la promotion de 2^{ème} année master GC.

**MERCI
DOUMA SOUMIA**

Dédicace



Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon côté durant toute ma vie, à mon cher père qui a sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Je dédie aussi ce mémoire :

À toute ma famille DJILALI CHEBLI

À tous mes deux Frères ABDELILLAH AHMED

À tous mes amis, particulièrement :

Soumia, Amel

À tout ce qui m'a encouragé de proche et de loin de finir ce travail, à tous ceux qui m'ont rendu la vie facile avec son amour et ses prières.

À toutes la promotion de 2^{ème} année master GC.

MERCI

DJILALI AMEL FATIMA ZOÛRA

ملخص

هذا المشروع يهدف أساسا إلى دراسة ديناميكية لبناية تتألف من طابق أرضي و خمسة طوابق متعددة الخدمات (سكنية وتجارية) والواقعة في ولاية سعيدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم -1- حسب قواعد هندسة الزلازل الجزائري المطبق حاليا، إصدار RPA99 v.2003.

هذا المشروع منجز بواسطة العارضات (رافدات) وأعمدة وجدران مقاومة من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ، قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب قواعد الخرسانة المسلحة في الحالات النهائية BAEL 91 ، وقواعد هندسة الزلازل الجزائري RPA99 v2003 ونتائج التحليل الإنشائي باستعمال برنامج العناصر المحدودة (ETABS).

الكلمات المفتاحية:

ديناميكية، دراسة نموذج، مختلط تدعيم , مسلحة خرسانة.

RESUME :

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'un bâtiment (R+05) en béton armé à usage multiple (habitation et commercial), il est implanté à Saida, classé en zone de faible sismicité (zone I) d'après le Règlement Parasismique Algérienne (RPA 99) modifié en 2003.

Cet ouvrage est une structure auto-stable contreventé par des voiles en béton armé, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL 91, et RPA99 version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel de calcul de structure par élément finis ETABS.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique

ABSTRACT:

The aim of the present study is a dynamic analysis of a structure (G+05) for multi purposes (housing and trade) of reinforced concrete. The structure will have implemented in Saida province that has characterized by weak a seismic tremors (zone I) according to the RPA99 version 2003.

This construction is a mixed building (Resistant Frame-Wall) and a freestanding structure braced by reinforced concrete shear-walls. The calculation of different elements has elaborated according to the BAEL 91, and RPA99 version 2003. The seismic structural analysis has conducted by ETABS finite element code.

keywords

Frame, reinforced concrete, mixed bracing, dynamic study

LISTE DE FIGURES

Figure I-1. Plancher à corps creux.....	4
Figure I-2. Plancher à dalle pleine.	4
Figure I-3. Escalier droit à deux volées	5
Figure I-4. Acrotère	6
Figure I-5. Diagramme Parabole – Rectangle.....	8
Figure I-6. Diagramme rectangulaire	9
Figure I-7. Diagramme de déformation – contraintes.....	11
Figure I-8. Diagramme des déformations limitées de la section– Règles des trois pivots –	13
Figure II-1. Plancher terrasse inaccessible.....	17
Figure II-2. La section le plus sollicité du poteau	20
Figure II-3. Coupe de voile en élévation.....	23
Figure III-1. Schéma d'un plancher à corps creux	25
Figure III-2. Schéma explicatif des efforts tranchants	27
Figure III-3. Diagramme des moments fléchissant (plancher RDC-Type1)	32
Figure III-4. Diagramme des efforts tranchants (plancher RDC-Type1).....	33
Figure III-5. Section en Tté	33
Figure III-6. Condition de non fragilité (section en Tté).....	34
Figure III-7. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.	37
Figure III-8. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages RDC	40
Figure III-9. Diagramme des moments fléchissant (Étage courant)	42
Figure III-10. Diagramme d'effort tranchant.....	42
Figure III-11. Condition de non fragilité (section en Tté).....	44
Figure III-12. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.	47
Figure III-13. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	50
Figure III-14. Diagramme des moments fléchissant	51
Figure III-15. Diagramme d'effort tranchant.....	51
Figure III-16. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	55
Figure III-17. Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse	58
Figure IV-1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère	60
Figure IV-2. Ferrailage acrotère.....	64
Figure IV-3. Représentation du ferrailage de l'escalier.....	72
Figure IV-4. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier.....	73
Figure IV-5. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	77
Figure IV-6. Schéma représente le type de balcon.....	77
Figure IV-7. Ferrailage du balcon.....	81
Figure V-1. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	84
Figure V-2. Spectre de réponse.....	87
Figure V-3. Disposition des voiles de contreventement.....	87
Figure VI-1. Schémas de ferrailage des poutres	107
Figure VI-2. Zone nodale.....	113
Figure VI-3. Fenêtre de déclaration des données générales sur Bael R	114
Figure VI-4. Fenêtre résultats de section des armatures selon Bael R.....	114
Figure VI-5. Dessin de ferrailages des sections des poteaux	116
Figure VII-1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	123
Figure VII-2. Disposition du ferrailage du voile.....	123
Figure VIII-1. Schéma du panneau le plus défavorable	129
Figure VIII-2. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	131
Figure VIII-3. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	132

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I-1. Les déformations limites du pivot.....	13
Tableau II-1. Charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible	17
Tableau II-2. Charges et surcharge du plancher des étages courants	17
Tableau II-3. Charges et surcharge du mur extérieure	18
Tableau II-4. Dégression des charges d'exploitation	19
Tableau II-5. Choix des sections des poteaux	22
Tableau II-6. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	23
Tableau III-1. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus.....	32
Tableau III-2. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus.....	43
Tableau III-3. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus.....	52
Tableau IV-1. Charges et surcharge de la volée de l'escalier.....	66
Tableau IV-2. Charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)	67
Tableau IV-3. Ferrailage de balcon.....	79
Tableau V-1. Coefficient d'accélération de zone « A »	88
Tableau V-2. Pourcentage d'amortissement critique ξ	88
Tableau V-3. Valeurs de T_1 et T_2	89
Tableau V-4. Facteur de qualité	90
Tableau V-5. Poids de la structure	90
Tableau V-6. Valeurs de la force sismique totale	91
Tableau V-7. Nombre de modes à considérer selon le RPA99 ver 2003	91
Tableau V-8. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens X).....	93
Tableau V-9. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens Y).....	93
Tableau V-10. Excentricité accidentelle.....	94
Tableau V-11. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x).....	95
Tableau V-12. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens-Y)	96
Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales de rive (35x45).....	100
Tableau VI-2. Moments max des Poutres principales intermédiaires (35x45)	100
Tableau VI-3. Moments max des Poutres secondaires de rive (35x40) cm ²	101
Tableau VI-4. Moments max des Poutres secondaires intermédiaires (35x40) cm ²	101
Tableau VI-5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive (35x45) cm ²	105
Tableau VI-6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires (35x45) cm ²	106
Tableau VI-7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive (35x40) cm ²	106
Tableau VI-8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (35x40) cm ²	106
Tableau VI-9. Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)	108
Tableau VI-10. Récapitulation du ferrailage des poteaux 1er genre	115
Tableau VI-11. Récapitulation du ferrailage des poteaux 2eme genre	115

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A_{l_y}
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	Hauteur utile d'une section,
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à-j-jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,

f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	Hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$n=15$	Coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

SOMMAIRE

RESUME :	1
ABSTRACT:	1
LISTE DE FIGURES	1
LISTE DE TABLEAUX	1
NOTATIONS ET SYMBOLES	1
SOMMAIRE	1
Introduction générale :	1
I. Présentation du projet.....	3
Introduction :.....	3
I.1. Présentation de l'ouvrage :	3
I.1.1. Caractéristique géométrique de bâtiment :	3
I.1.2-Ossature et système constructif adopté :	4
I.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.2.1-Le Béton :.....	6
I.2.1.1-Résistances mécaniques du béton :.....	7
I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :	8
I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :	9
I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :.....	10
I.2.1.5- Module de déformation transversale :	10
I.2.2-Les Aciers :	10
I.2.2.1-Diagramme déformation - contrainte :.....	11
I.2.2.2-Contraintes limites de traction des armatures	11
I.3-Hypothèse de calcul :	12
I.3.1-E.L.U.R :	12
I.3.1.1-Hypothèses de calcul :	12
I.3.1.2 Règles des trois pivots :.....	12
I.3.2-E.L.S :	13
I.3.2.1-Hypothèses de calcul :	13
I.3.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	14
II. Pré-dimensionnement des éléments	16
Introduction :.....	16
II.1-Pré-dimensionnement des planchers :	16
II.1.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :	16
II.1.2-Evaluation des charges et des surcharges :.....	16
Remarque :	18
II.2-Pré dimensionnement des poutres :	18
II.2.1-Poutres principales :.....	18
II.2.2-Poutres secondaires :	19
II.3-Pré dimensionnement des poteaux :.....	19
II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :.....	19
II.3.2-La surface afférente du poteau :	20
II.3.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :	20
II.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :	20
II.3.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale)	22
II.4- Pré dimensionnement des voiles :.....	22
II.4.1-Pré-dimensionnement :.....	22
II.4.2-Tableau récapitulatif :	23
III. Étude des planchers.....	25
Introduction :.....	25
III.1- Calcul du plancher à corps creux :	25

III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :	25
III.1.1.1- Calcul de la largeur de poutrelle (b) :	25
III.1.1.2-Méthode de calcul des poutrelles :	26
III.1.1.2.1-Méthode forfaitaire :	26
III.1.1.2.2- Méthode forfaitaire modifiée :	27
III.1.1.3 -Les types des poutrelles :	29
III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers RDC:	30
III.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	30
III.2.1.2- Exemple de Calcul (Plancher RDC) :	30
III.2.3- Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :	33
III.2.3.1-Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	33
III.2.3.2 -Vérification à l'E.L. S :	35
III.2.3.3- Vérification de la flèche :	40
III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	40
III.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	40
III.2.1.2-Les types des poutrelles :	41
III.2.2- Exemple de Calcul (Plancher Étage Courant) :	41
III.2.2.1- Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U) :	43
III.2.2.2 -Vérification à l'E.L. S :	45
III.2.2.3- Section des armatures transversales :	47
III.2.2.4- Vérification de la flèche :	50
III.2.2.5- Dessin de ferrailage des poutrelles :	50
III.3- Calcul des poutrelles du plancher terrasse :	50
III.3.1-Les types de poutrelles :	50
III.3.2-Méthode de calcul :	51
III.3.3-Calcul de ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :	51
III.3.3.1-Calcul des armatures longitudinales (à l'ELU) :	52
III.3.3.2 -Vérification à l'E.L.S :	54
III.3.3.3- Vérification de la flèche :	58
III.3.3.4-Dessin de ferrailage des poutrelles :	58
IV. Étude des éléments non structuraux.....	60
IV.1-Acrotère	60
Introduction.....	60
IV.1.2-Dimensions :	60
IV.1.3-Calcul des sollicitations :	60
IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée.....	61
IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.).....	61
IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimée.....	61
IV.1.5.2- Section d'armatures minimale en flexion composée pour une section rectangulaire.....	62
IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :	63
IV.1.7-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	64
IV.2-Escaliers :	65
IV.2.1-Introduction :	65
IV.2.2-Dimensionnement Des Escaliers :	65
IV.2.3-Dimensionnement des marches et contre marches :	65
IV.2.4-Descente de charges	66
IV.2.5- Ferrailage de l'escalier :	68
IV.2.6-Vérifications ;	70
IV.2.7-Etude de la poutre palière :	72
IV.2.8- Vérification de la poutre palière	75
IV.3-Balcon :	77
IV.3.1-Introduction :	77
IV.3.2-Calcul de balcon type 01 :	77

V. Étude sismique	83
V.1-Généralités sur les séismes :	83
V.2-Introduction :	83
V.3-Calcul sismique :	83
V.3.1-Analyse statique équivalente :	83
V.3.2-Analyse Modale Spectrale :	83
V.3.3-Méthode du calcul :	84
V.3.4-Conditions à vérifier :	85
V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :	86
V.4.1-Principe de la méthode :	86
V.4.2-Spectre de réponse de calcul :	86
V.4.3-disposition des voiles de contreventement :	87
V.4.4-Calcul de la force sismique totale :	87
V.4.5-Le poids total de la structure :	90
V.5-Vérification des forces sismiques :	90
V.5.1 -Le calcul de la force sismique totale :	90
V.5.2- Nombre des modes a considérée :	91
V.5.3-Vérification de la période fondamentale :	92
V.5.4-Vérification des facteurs de participation massique :	92
V.5.5- Vérification des déplacements :	93
V.6.Centre de gravité des masses :	94
V.6.1. Centre des rigidités : (par logicielle ETABS).....	94
V.6.2- Vérification de l'effet P-Delta :	94
VI. Étude des portiques	98
Introduction :	98
VI.1-Ferraillage des poutres :	98
VI.1.1-Méthode de calcul :	98
VI.1.2- Armatures longitudinales :	99
VI.1.2.1- Sens longitudinal Poutre Principale	99
VI.1.2.2- Sens transversale Poutre Secondaire	100
VI.1.3-Exemple de calcul :	101
VI.1.3.1-Poutre principales (35x45) cm ² :	101
VI.1.3.2-Vérification :	102
VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferraillage des poutres :	105
VI.2-Ferraillage des poteaux :	108
VI.2.1-Méthode de calcul :	108
VI.2.2-Ferraillage exigé par R.P.A 99 version 2003.....	108
VI.2.3-Exemple de calcul :	109
VI.2.3.1-Poteau de rive (RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage)	109
VI.2.3.2-Combinaison du 1 ^{ère} genre :	109
VI.2.3.3-Combinaisons du 2eme genre :	110
VI.2.4-Les vérifications :	112
VI.2.4.1-Vérification de la contrainte de cisaillement.....	112
VI.2.4.2- Calcul des armatures transversales :	112
VI.3. Vérification de ferraillage selon Socotec (Bael R)	113
Exemple de calcul	114
.....	116
VI.4. Conclusion :	116
VII. Étude des voiles	118
Introduction :	118
VII.1-Le système de contreventement	118
VII.2-Principe de calcul :	118

VII.3-La méthode de calcul :	119
VII.4-Ferraillage des voiles :	120
VII.5-Disposition des armatures :	122
VIII. Étude des fondations	125
Introduction.....	125
VIII.1-Choix du type de fondations	125
VIII.2-Vérification du chevauchement	126
VIII.3-Définition du radier :	126
VIII.4-Pré-dimensionnement du radier :	126
VIII.4.1 Ferrailage des dalles :	128
VIII.4.2-Exemple de calcul :	128
VIII.4.3-Vérification de l'espacement :	130
VIII.5-Ferraillage des poutres de libages :	130
VIII.6-Contrainte de cisaillement :	134
VIII.7-Armatures transversales :	134
Conclusion générale.....	137

Introduction générale :

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement et l'économie.

Notre projet consiste à effectuer l'étude complète d'un bâtiment contreventé par (des voiles et des portiques) à usage multiple (habitation, commerce) de cinq niveaux (RDC+5) implantée à SAIDA, zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement Parasismique Algériennes **RPA 99** modifiées en 2003.

Ce mémoire est constitué de Huit chapitres :

Le Premier chapitre est consacré à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième et chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Le troisième et quatrième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons). Le 5^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7. Le calcul des ferrailages des éléments structuraux se fonde sur les résultats du logiciel ETABS 9.7 est présenté dans le 7^{ème} chapitre. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, en appliquant les principes de (**BAEL 91**) et l'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **ETABS**.

Chapitre I:

Présentation du projet

I. Présentation du projet

Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, sans perdre de vue de l'aspect économique du projet.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple composée d'un rez-de-chaussée et 05 étages sera implanté à la wilaya de Saida, cette région est classée comme une zone de faible sismicité « zone I » d'après le Règlement Parasismique Algérienne « R.P.A.99 modifiée en 2003 ». Elle est constituée en portiques contreventés par des voiles.

Notre bâtiment comporte :

- Le RDC : commercial
- 1^{er} à 5^{ème} étage : à usage d'habitation

I.1.1. Caractéristique géométrique de bâtiment :

1) Dimensions en plans :

- La longueur totale est de..... 31.40m.
- La largeur totale est de.....18.10m.

2) Dimensions en élévation :

- La hauteur de R.D.C.....3.74 m.
- La hauteur des étages courants.....3.06 m.
- La hauteur totale de bâtiment :.....19.04m.

3) Données du site :

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$ bar.

I.1.2-Ossature et système constructif adopté :

1) Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

2) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

a) Planchers corps creux :

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

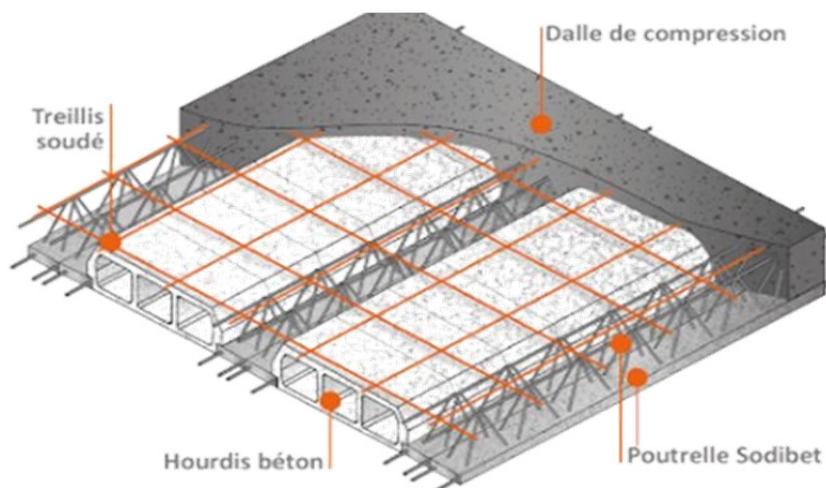


Figure I-1. Plancher à corps creux.

b) Planchers dalle pleine :

Ce sont des planchers réalisés en béton armé d'une épaisseur de 12 cm à 15 cm, si les dimensions sont importantes on peut envisager des nervures pour supporter mieux les charges verticales.



Figure I-2. Plancher à dalle pleine.

3) Les escaliers :

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre les étages, nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier droit à deux volées et un seul palier de repos entre étage (départ, repos, arrivé).

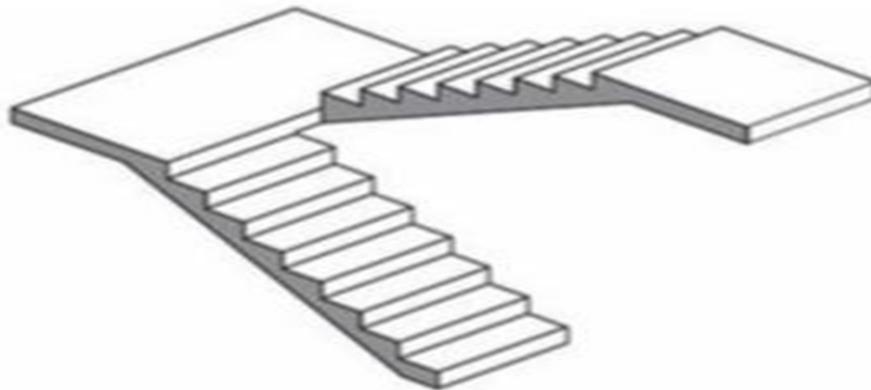


Figure I-3. Escalier droit à deux volées

4) Maçonnerie :

a) Murs extérieure :

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois de brique creuse 15 cm et de 10 cm, séparés par une lame d'air d'épaisseurs 5 cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

b) Murs intérieurs :

Constitue par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne.

c) Revêtements :

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs.

- Enduit en plâtre pour les planchers.
- Revêtement en plaque pour les escaliers (marche et contre marche).
- Revêtements en carrelage pour les planchers.

5) Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse de plancher et par de vide d'air des murs extérieur. – l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les plancher terrasses, et par le vide d'air pour les mures extérieures.

6) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

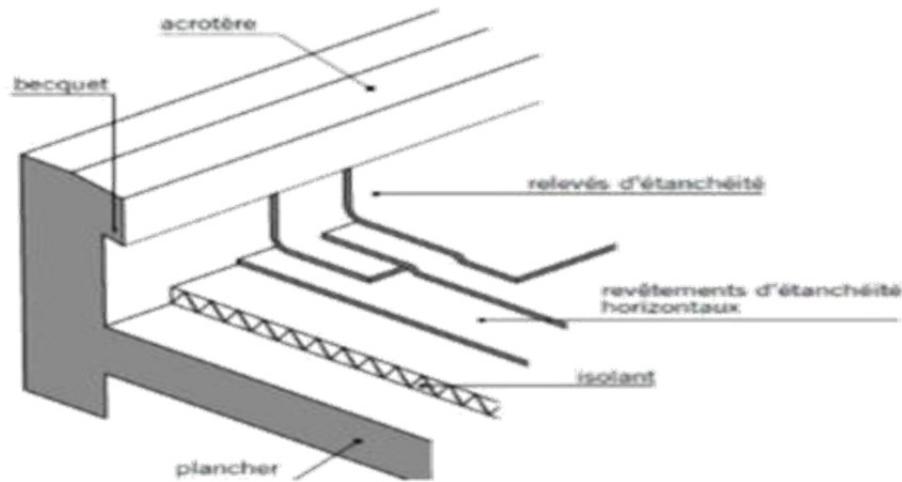


Figure I-4. Acrotère

I.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1-Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

1) Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

2) Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

3) Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

4) Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5mm et 25mm à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

5) Eau de gâchage :

Met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire caractéristique mécanique du béton.

6) Dosage de béton :

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structure (B.A.E.L. 91 et R.P.A99).

La composition d'un mètre cube (m³) de béton courant est comme suit :

- 350 kg..... de ciment CPA 325
- 400 L..... de sable.
- 800 L de gravillons.
- 175 L..... d'eau de gâchage.

I.2.1.1-Résistances mécaniques du béton :**❖ Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c_{28}} \\ f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{c_j} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c_{28}} \end{array} \right.$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{c_j} = f_{c_{28}}$

Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

❖ La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_{28}} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} .$$

❖ La Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

❖ Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ État Limite Ultime (ELU) :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

➤ État Limite de Service (ELS):

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

• État Limite Ultime de Résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

• Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

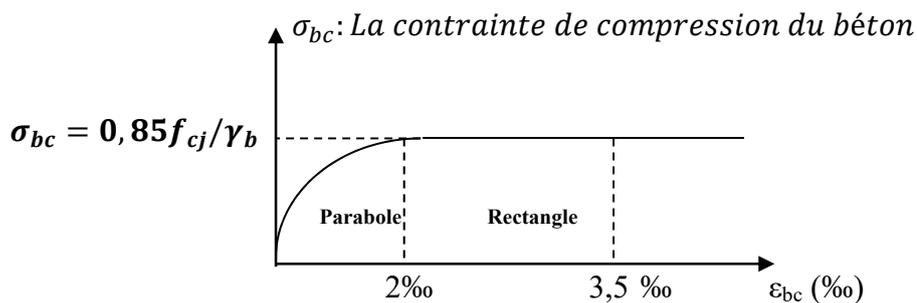


Figure I-5. Diagramme Parabole – Rectangle

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec :

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50$; Cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$; Cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

❖ **État Limite de Service :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion Simple

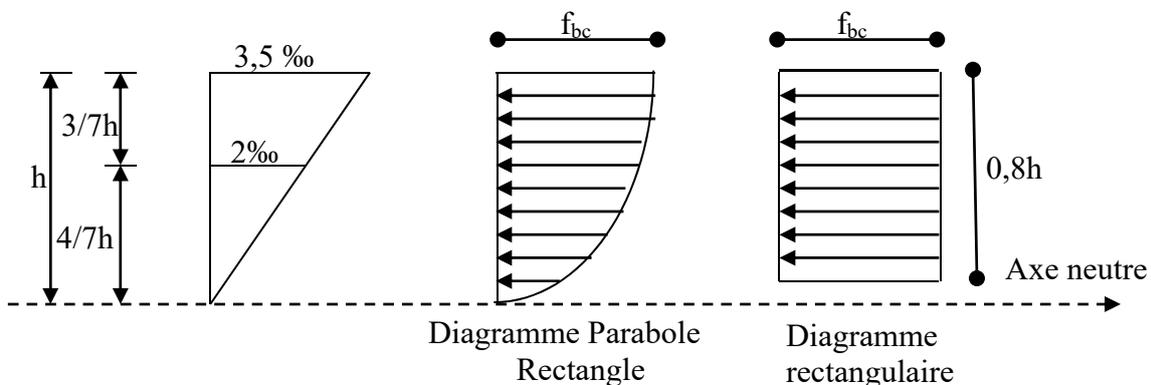


Figure I-6. Diagramme rectangulaire

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

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

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

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$\tau_u = 3,34 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$\tau_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

❖ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MP}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :

- Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

I.2.2-Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ kN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200 GPa

I.2.2.1-Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (FeE400) et des aciers transversaux (FeE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

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

- $\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 MPa$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 MPa$.

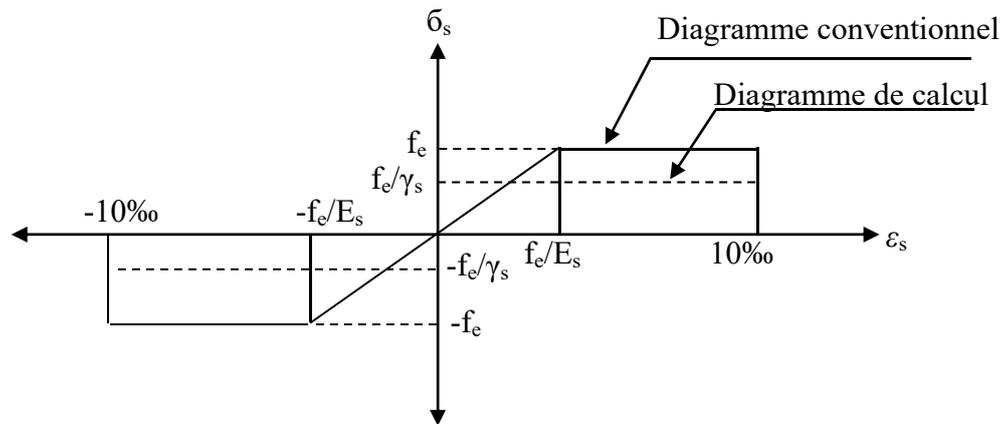


Figure I-7. Diagramme de déformation – contraintes.

I.2.2.2-Contraintes limites de traction des armatures

$\sigma_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} MPa \right)$
 $\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$ } ; Fissuration préjudiciable.
 $\sigma_{st} = 201,63 MPa$

$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} MPa \right)$
 $\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$ } ; Fissuration très préjudiciable.
 $\sigma_{st} = 165 MPa$

η : Coefficient de fissuration ;

- $\eta = 1$; Pour rond lisse ;
- $\eta = 1,6$; Pour hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm ;
- $\eta = 1,3$; Pour haute adhérences avec $\Phi < 6$ mm

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.3-Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- États limites ultimes de résistance E.L.U.R
- États limites de service E.L.S

I.3.1-E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1-Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;
- $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I-1. Les déformations limites du pivot

Pivot	Domaine	Déformation du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

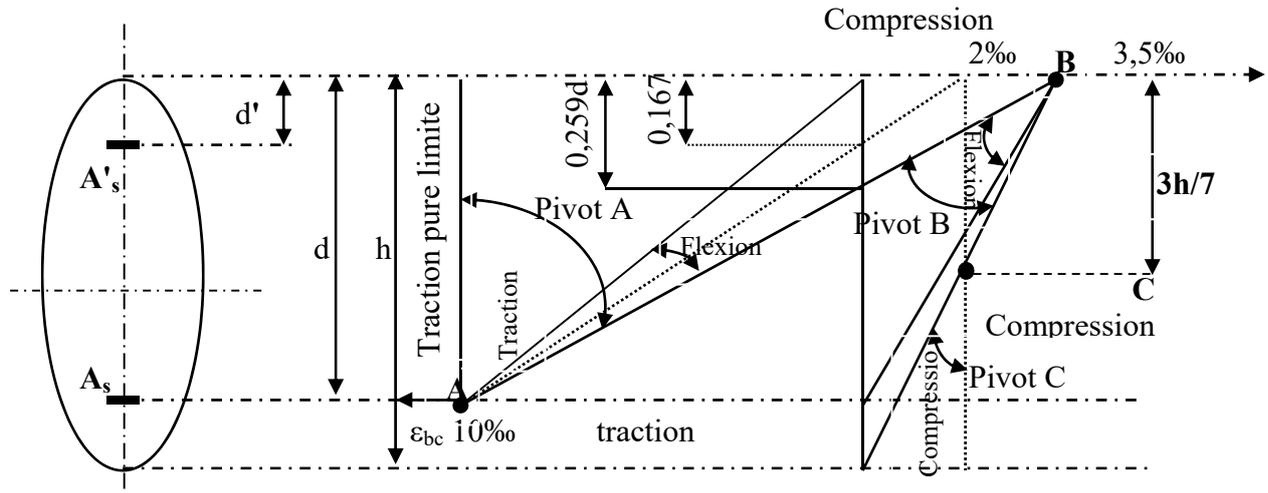


Figure I-8. Diagramme des déformations limitées de la section – Règles des trois pivots –

I.3.2-E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1-Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Avec : $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.3.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- États limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G+1.5Q$$

- État limite de service

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G+Q$$

- RPA-99 version 2003

Les règles parasismique algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivant :

- Pour les poutres :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{de séisme} \end{cases}$$

- Pour les poteaux :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Chapitre II:

Pré-dimensionnement des éléments

II. Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. 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 suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **CBA93 (B.A.E.L 91) et R.P.A 99 Ver. 2003**

II.1-Pré-dimensionnement des planchers :

II.1.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontal limitant les étages et supportant le revêtement des sols.

Comme notre construction est à usage multiple, on adopte plancher (corps creux).

❖ **Planchers à corps creux :**

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$ht \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{480}{22,5} \Rightarrow ht \geq 21,33$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} ht : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L: \text{Portée maximale de la poutrelle} \end{cases}$$

$$h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur **ht = 24cm**, soit un plancher **(20+4)** cm.

II.1.2-Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) Plancher terrasse inaccessible :

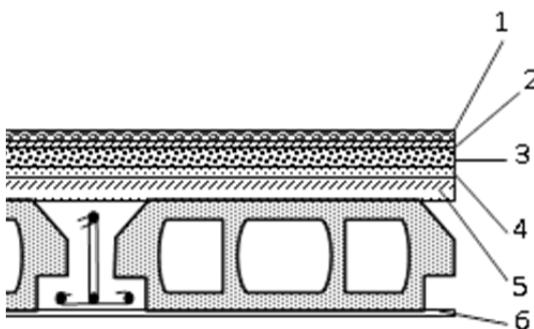


Figure II-1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-1. Charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible

Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
1-Protection en gravillons	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3-Forme de pente en béton léger	0,1	2,20
4-Asphalte coulé sablé 2.5 cm+polystyrène	1,32	0,66
5-Plancher à corps creux	20+4	3,2
G		5.88
Q		1,00

a) Plancher étages courants :

Tableau II-2. Charges et surcharge du plancher des étages courants

Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
1-Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2-Mortier de pose	0,02	0,40
3-Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4-Plancher à corps creux	20+4	3,20
5-Enduit en plâtre	0,02	0,20
6-Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G		5.46
Q plancher étage courant(habitation)		1,50
Q plancher R.D.C (locaux commercial)		2,50

b) Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II-3. Charges et surcharge du mur extérieure

Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
Brique creuses extérieur	0,15	1,35
Brique creuses intérieur	0,10	0,90
Enduit de ciment extérieur	0,02	0,36
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,27
G		2,88

Remarque :

Le mur de la façade contient des ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessité d’opter un coefficient de pourcentage d’ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G)

On prend $G_{ext} = G \times 70\% = 2.88 \times 0.7 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

II.2-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 5.00 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 4,80 \text{ m} \end{cases}$

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

Et selon le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

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

II.2.1-Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ h_t = 44 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 35 \geq 20 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,29 \leq 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(45× 35) cm²** comme section des poutres principales

II.2.2-Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{max} = 480 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.8 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 35 \geq 20 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,14 \leq 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(40 X35) cm²** comme section des poutres secondaires

II.3-Pré dimensionnement des poteaux :

- Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas
- Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d’exploitations.

II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages. Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d’exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

Tableau II-4. Dégression des charges d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (kN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
Étage 05	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
Étage 04	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
Étage 03	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
Étage 02	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
Étage 01	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
R.D.C	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	8,5

D’ou :

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

II.3.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans la présente structure se trouve dans le centre :

$$S = \left(\frac{5,00}{2} + \frac{5,00}{2}\right) \times \left(\frac{4,80}{2} + \frac{3,40}{2}\right)$$

$$S = 20,5 \text{ m}^2$$

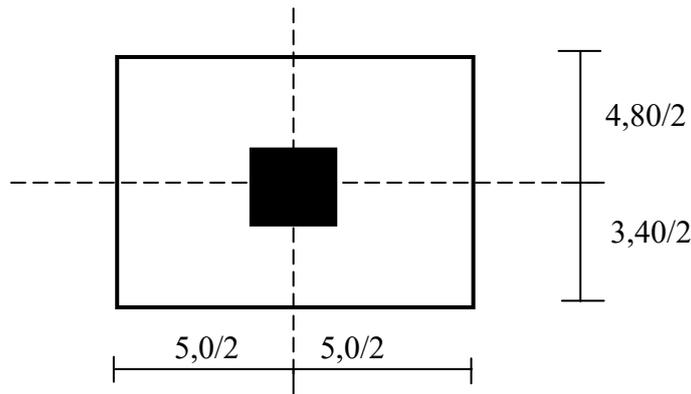


Figure II-2. La section le plus sollicité du poteau

II.3.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p.principale} = \left(\frac{5,00}{2} + \frac{5,00}{2}\right) 0,45 \times 0,35 \times 25 = 19,69 \text{ kN}$$

$$G_{p.secondaire} = \left(\frac{4,80}{2} + \frac{3,40}{2}\right) 0,40 \times 0,35 \times 25 = 14,35 \text{ kN}$$

$$G_{terrasse} = (5,88) \times 20,5 = 120,54 \text{ kN}$$

$$G_{etage\ courant} = (5,46) \times 5 \times 20,5 = 559,65 \text{ kN}$$

$$G_{total} = (19,69 + 14,35) 6 + 120,54 + 559,65 = 884,43 \text{ kN}$$

$$Q = 8,5 \times 20,5 = 174,25 \text{ kN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 884,43 = 972,873 \text{ kN}$$

$$NQ = 1,1 \times 174,25 = 191,675 \text{ kN}$$

$$Nu = (1,35 \times 972,873) + (1,5 \times 191,675) = 1600,891 \text{ kN}$$

II.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

a) Détermination de "a" :

a.1) Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement $c-d-r \lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : Section des poteaux

λ : L'élancement du poteau

I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement

On a: $L_0 = 3,06 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618 \text{ m} = 261,8 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{261,8}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{261,8}{0,289 \times 50} = 18,12 \text{ cm}$$

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

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{261,8}{13} = 20,14 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

B_r : Section réduite

$$B_r = (40 - 2) \times (b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (I)}$$

$$A_s = 0,7\% [38(b - 2)] = 0,266(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{20,14}{35}\right)^2} = 0,80$$

$$\Rightarrow N_U \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,266(b-2) \cdot 400 \cdot 10^2}{1,15} \right]$$

d'où : $b \geq 19,75 \text{ cm}$

On prend : **b = 40cm**

c) Vérification des conditions du “ RPA99 version 2003 ” :

D’après l’article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a ; b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \min(a ; b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Leftrightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc, On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée (a=b) = **(40x40) cm²**

II.3.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale)

Tableau II-5. Choix des sections des poteaux

Niveau	(a × b) cm ²
5	(35 × 35)
4	(35 × 35)
3	(35 × 35)
2	(40 × 40)
1	(40 × 40)
RDC	(40 × 40)

II.4- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent, d’une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d’autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D’après le « **RPA99 version 2003** » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

II.4.1-Pré-dimensionnement :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} ; 15\right) \text{ cm} \Leftrightarrow e \geq 15 \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : Longueur du voile
- e : Epaisseur du voile
- h_e : Hauteur d’étage

On adopte des voiles d’épaisseur **e = 20 cm**.

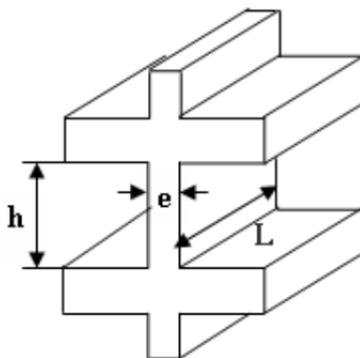


Figure II-3. Coupe de voile en élévation

II.4.2-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau II-6. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Section des poutres principales (cm ²)	Section des poutres secondaires (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
R.D.C.	40 × 40	35 × 45	35 × 40	20
01	40 × 40	35 × 45	35 × 40	20
02	40 × 40	35 × 45	35 × 40	20
03	35 × 35	35 × 45	35 × 40	20
04	35 × 35	35 × 45	35 × 40	20
05	35 × 35	35 × 45	35 × 40	20
Terrasse	/	35 × 45	35 × 40	/

Chapitre III:

Étude des planchers

III. Étude des planchers

Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

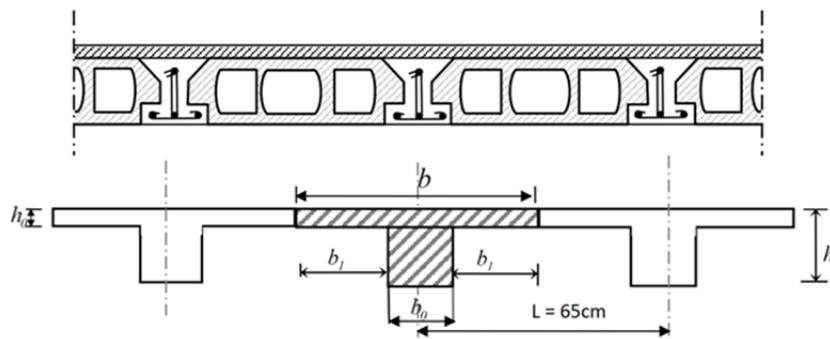


Figure III-1. Schéma d'un plancher à corps creux

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 24 cm de hauteur dont :

- Hauteur du corps creux = 20 cm
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm

III.1- Calcul du plancher à corps creux :

III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 24 \text{ cm}$
- Épaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

III.1.1.1- Calcul de la largeur de poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad (1)$$

On a : $L = 5.00 \text{ m}$; $l_1 = 0,65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$$

$$= \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 50,0 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

III.1.1.2-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

III.1.1.2.1-Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

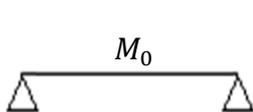
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

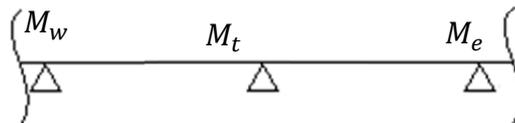
- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Travée isostatique



Travée hyperstatique

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges

permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

- Travée de rive :

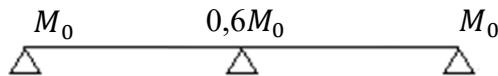
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Principe de calcul de l'effort tranchant : $\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$

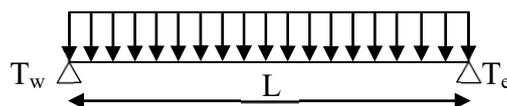
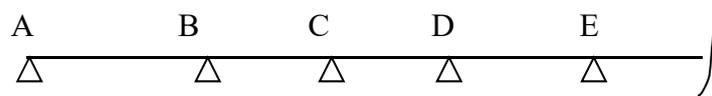


Figure III-2. Schéma explicatif des efforts tranchants

III.1.1.2.2- Méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

- Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5 M_0$ (M_0 correspond à la travée AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4 M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)

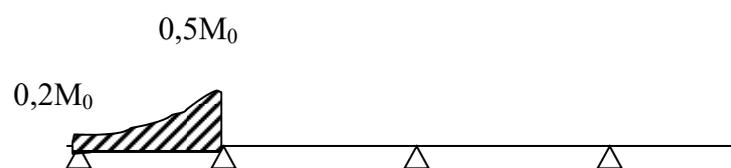


Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire. La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5 M_0$ (M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée BC).

- Cas d'une travée de rive :



Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6M_0$ (AB) s'il n'y a que deux travées.

III.1.1.3 -Les types des poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher :

❖ Plancher RDC :

$$\begin{cases} G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ kN/m} \\ Q = 2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} Q_u = 7,23 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 5,17 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} Q_u = 6,25 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,52 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Plancher terrasse :

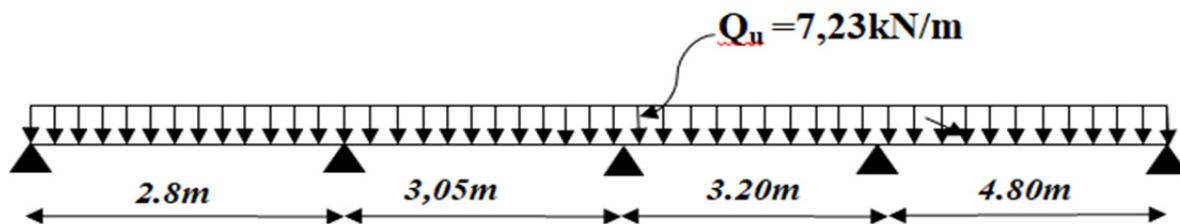
$$\begin{cases} G = 5,88 \times 0,65 = 4,43 \text{ kN/m} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} Q_u = 6,13 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,47 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Notre construction comporte 3 types des poutrelles :

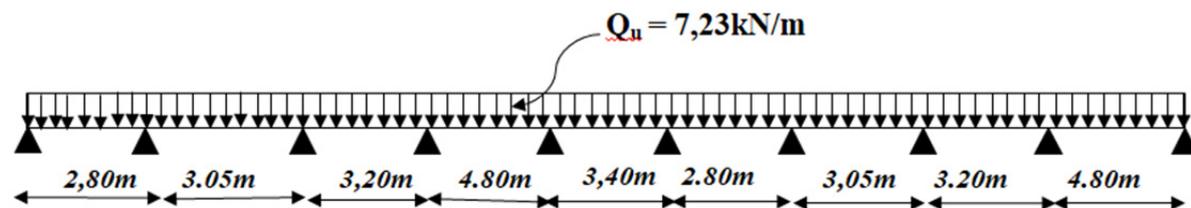
➤ Type 01 :



➤ Type 02 :



➤ Type 03:



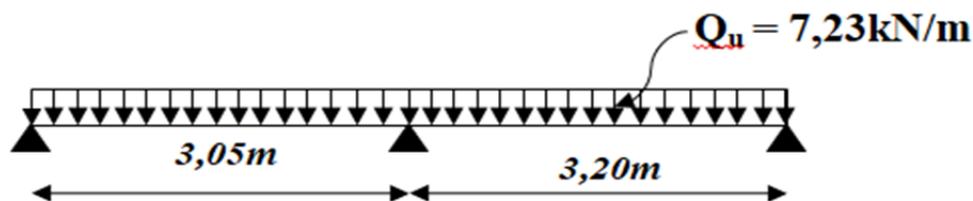
III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers RDC:

III.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) La surcharge d'exploitation :

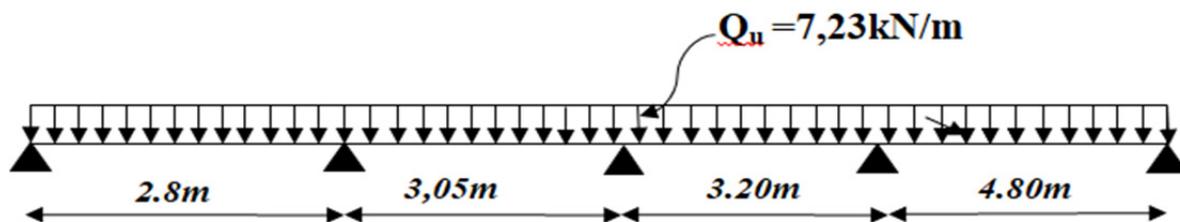
- Plancher RDC : $G = 5,46 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,92 \text{ KN/m}^2$ Condition Vérifiée.
- Poutres à inerties transversales constantes Condition Vérifiée.
- Le rapport $0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

➤ Type 01 :



$$0,8 \leq \frac{3,05}{3,20} \leq 1,25 \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Type 02 :

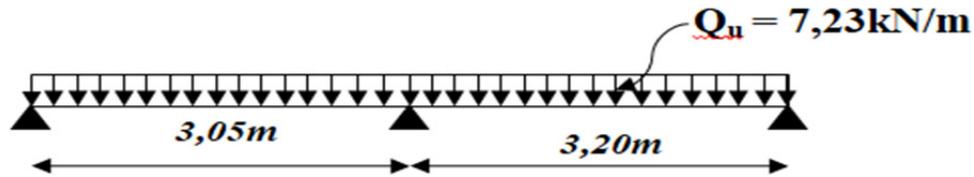


- $0,8 \leq \frac{3,20}{4,80} \leq 1,25$ Condition non vérifiée (on utilise la méthode forfaitaire modifiée).
- Fissuration non préjudiciable.

III.2.1.2- Exemple de Calcul (Plancher RDC) :

➤ Type 01 :

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées



❖ **Moment isostatique:**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \begin{cases} M_{0AB} = \frac{7,23 \times 3,05^2}{8} = 8,41 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{7,23 \times 3,20^2}{8} = 9,25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,2 \times 8,41 = 1,68 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,6 \times 9,25 = 5,55 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{0BC} = 0,2 \times 9,25 = 1,85 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,5}{2,5 + 5,46} = 0,31$$

- Travée (AB)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,10 \times 8,41) - \frac{1,68+5,55}{2} = 5,64 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,29}{2}\right) \times 8,41 = 5,42 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 5,64 \text{ kN.m}$$

- Travée (BC)

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,10 \times 9,25) - \frac{5,55+1,85}{2} = 6,47 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,29}{2}\right) \times 9,25 = 5,97 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 6,47 \text{ kN.m}$$

❖ **L'effort tranchant :**

- Travée (AB)

$$\begin{cases} T_w = \frac{1,68 - 5,55}{3,05} + \frac{7,23 \times 3,05}{2} = 9,76 \text{ kN} \\ T_e = \frac{1,68 - 5,55}{3,05} - \frac{7,23 \times 3,05}{2} = -12,30 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée (BC)

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,55 - 1,85}{3,20} + \frac{7,23 \times 3,20}{2} = 12,72 \text{ kN} \\ T_e = \frac{5,55 - 1,85}{3,20} - \frac{7,23 \times 3,20}{2} = -10,41 \text{ kN} \end{cases}$$

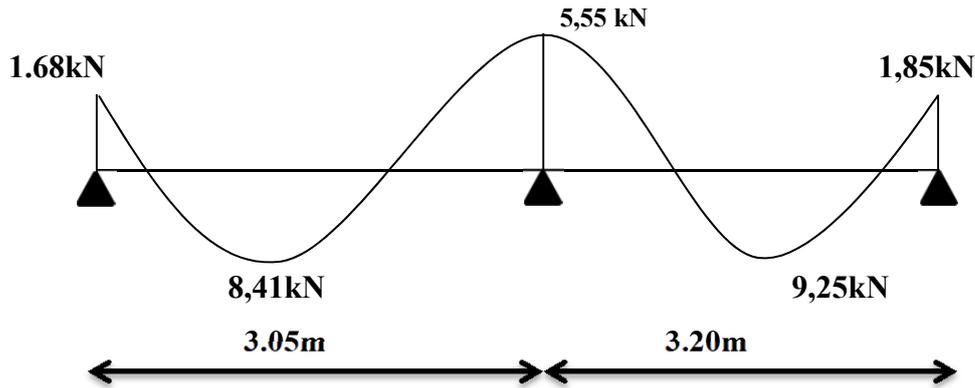


Figure III-3. Diagramme des moments fléchissant (plancher RDC-Type1)

Tableau III-1. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus

T.	Travée	L (m)	E.L.U (kN . m)						E.L.S (kN . m)				
			M ₀	M _T	M _W	M _E	T _W	TE(-)	M ₀	M _T	M _W	M _E	
01	A-B	3,05	8,41	5,64	1,68	5,55	9,76	12,30	6,01	1,20	3,97	4,02	
	B-C	3,20	9,25	6,47	5,55	1,85	12,72	10,41	6,62	3,97	1,32	4,64	
02	A-B	2,80	7,09	4,98	1,42	4,21	9,13	11,12	5,07	3,30	1,01	3	
	B-C	3,05	8,41	5,29	4,21	3,70	11,19	10,86	6,01	3,79	3	2,65	
	C-D	3,20	9,25	5,09	3,70	6,91	10,56	12,57	6,62	3,64	2,65	5,11	
	D-E	4,8	Min	13,82	7,04	6,91	2,76	18,22	16,49	10,22	5,21	5,11	2,04
			Max	20,82	10,59	10,41	4,16	18,65	16,05	14,89	6,44	7,45	2,98
03	A-B	2,80	7,09	4,98	1,42	4,21	9,13	11,12	5,07	3,30	2,98	3	
	B-C	3,05	8,41	5,29	4,21	3,70	11,19	10,86	6,01	3,79	3,15	2,65	
	C-D	3,20	9,25	10,59	3,70	5,53	10,99	12,14	6,62	3,92	3,07	4,09	
	D-E	4,8	Min	19,82	5,76	5,53	5,53	11,52	11,52	10,22	4,26	4,09	4,09
			Max	20,82	8,68	8,33	8,33	17,35	17,35	14,89	6,20	5,96	5,96
	E-F	3,4	Min	6,94	4,08	5,53	5,53	8,16	8,16	5,13	2,41	4,09	4,09
			Max	10,45	6,15	8,33	8,33	12,29	12,29	7,47	4,02	5,96	5,96
	F-G	4,8	Min	19,82	5,76	5,53	5,53	11,52	11,52	10,22	4,26	4,09	4,09
			Max	20,82	8,68	8,33	8,33	17,35	17,35	14,89	6,20	5,96	5,96
G-H	3,20	9,25	10,59	3,70	5,53	10,99	12,14	6,62	3,92	2,65	4,08		
H-I	3,05	8,41	5,29	4,21	3,70	11,19	10,86	6,01	3,79	3	2,65		
I-J	2,80	7,09	4,98	1,42	4,21	9,13	11,12	5,07	3,30	1,01	3		

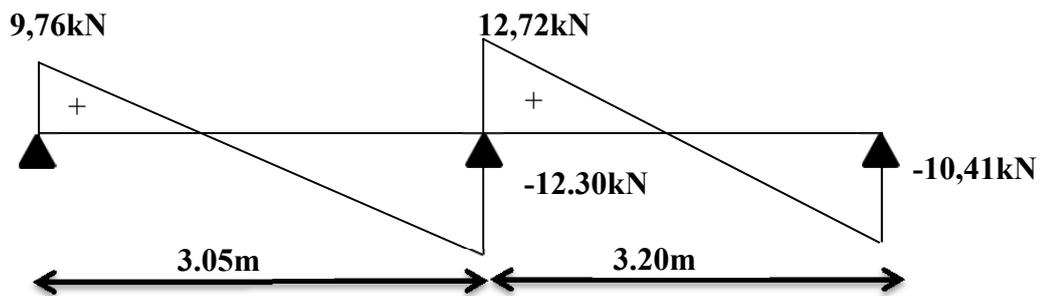


Figure III-4. Diagramme des efforts tranchants (plancher RDC-Type1)

❖ Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_t \max = 10,59 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 4,16 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 10,41 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 18,65 \text{ kN} \end{array} \right. \quad E, L, S \left\{ \begin{array}{l} M_t \max = 6,44 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2,98 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 7,45 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

III.2.3- Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 24 \text{ cm}$.
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 21,6 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Fissuration non préjudiciable (de RDC au 5^{ème} étage).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

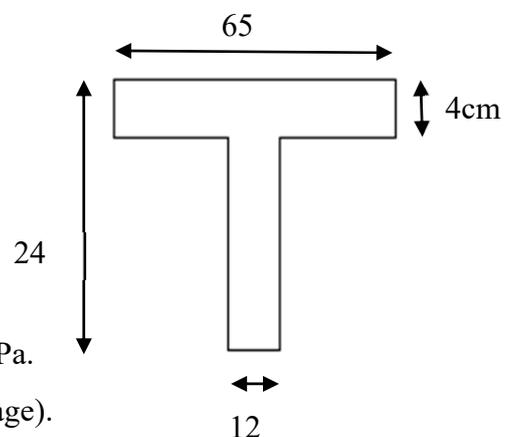


Figure III-5. Section en T

III.2.3.1-Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

➤ En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibre par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{21,6 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 32,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 18,65 \text{ kN.m} < M_t = 32,42 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$:

$$M_{t \max} = 10,95 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,95 \times 10^3}{65 \times (21,6)^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,95 \times 10^3}{0,987 \times 21,6 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (section en T) :

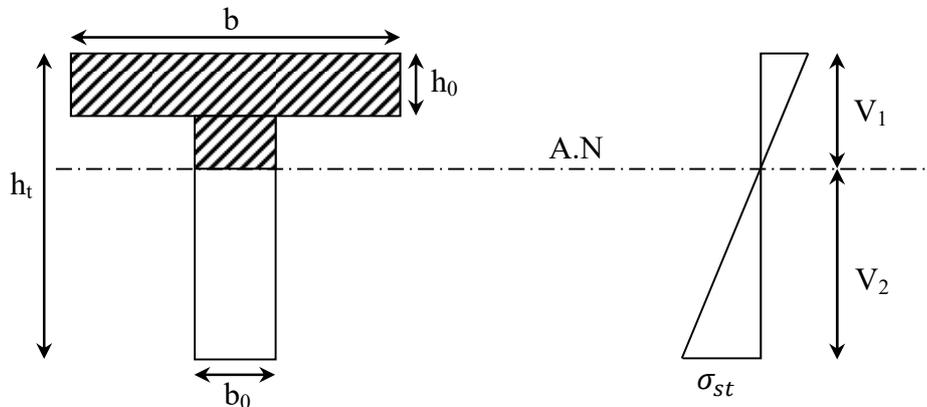


Figure III-6. Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,24 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,24 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - (b-b_0) \times (V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t-V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times (7,76)^3 - ((65 - 12) \times (7,76 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,76)^3}{3}$$

$$I = 26317,86 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,86 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,48 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 3T10 → $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,41 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,131 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,929$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,41 \times 10^3}{0,935 \times 21,6 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,86 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,49 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) → $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 24) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,16 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,16 \times 10^3}{0,973 \times 21,6 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,86 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,57 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,93 \text{ cm}^2$ Condition Non Vérifiée

On prend : $A_s = 0,93 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) → $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.2.3.2 -Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher RDC est ($M_{ser}=6,44 \text{ kN.m}$)

➤ Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2,36\text{cm}^2$; $d=21,6 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1188,64 = 0$$

$$\Rightarrow y = \mathbf{4,35 \text{ cm}}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1783,45 + 0,76 + 10533,61$$

$$I = 12317,92 \text{ cm}^4$$

❖ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,44 \times 10^3}{12317,92} \times 4,35 = 2,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

a) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{18,64 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,719 \text{ MPa}$$

b) Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,719 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t 6 \text{ mm}$

d) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(19,44; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 19,44 \text{ cm}$$

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

❖ La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

➤ On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

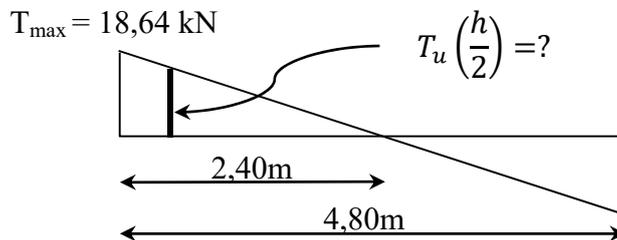


Figure III-7. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \left(\frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 18,64 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,80}{2} + \frac{8,33 - 8,33}{6,13 \times 4,80} = 2,40 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{18,64 \times (2,40 - 0,12)}{2,40} = 17,71 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{17,71 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,683 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,683 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -3,46 \times 10^{-4} \text{ cm} \dots \dots (2)$$

❖ Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,342 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

- Espacement dans la zone nodale :
 $S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$

- Espacement dans la zone courante :
 $S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 18,64 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 4,16 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{4,16}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 21,40 \text{ kN}$$

$$F_u = 21,40 \text{ KN} > T_u = 13,81 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

❖ **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

- a : La longueur d'appui de la bielle.

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 18,64 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,022 \text{ m} = 2,20 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

$$a = 19,44 \text{ cm} > 2,20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ Entrainement des armatures :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; $T = 18,65 \text{ kN}$.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{18,65 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s . La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

III.2.3.3- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq 0,045 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq \frac{6,44}{15 \times 10,59} = 0,041 \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009 = \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc il n'y a pas de risque de la flèche

III.2.3.5-Dessin de ferrailage des poutrelles :

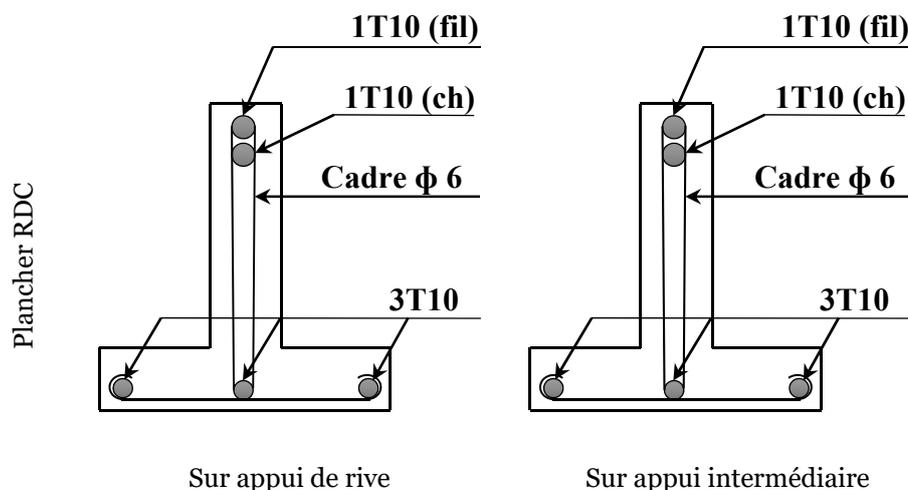


Figure III-8. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages RDC

III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

III.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $G = 5,46 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,92 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

- Poutres à inerties transversales constantes ... Condition Vérifiée.
- Le rapport $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée (type 1).}$
- Le rapport $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1, \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$
(on utilise la méthode forfaitaire modifiée type 2 et 3).
- Fissuration non préjudiciable.

➤ La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur le plancher d'étage courant.

III.2.1.2-Les types des poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

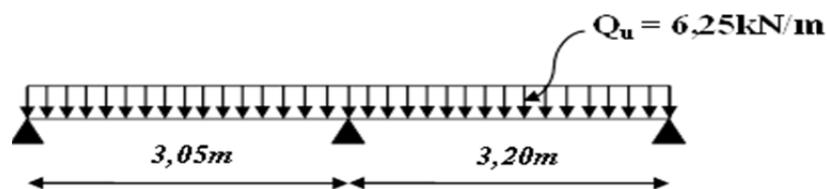
$$\begin{cases} G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} Q_u = 6,25 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,52 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,46} = 0,22$$

III.2.2- Exemple de Calcul (Plancher Étage Courant) :

➤ Type 01 :

– Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées



❖ **Moment Isostatique:**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \begin{cases} M_{0AB} = \frac{6,25 \times 3,05^2}{8} = 7,27 \text{ kN.m} \\ M_{0BC} = \frac{6,25 \times 3,20^2}{8} = 8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,2 \times 7,27 = 1,45 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,6 \times 8 = 4,8 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{0BC} = 0,2 \times 8 = 1,6 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

• Travée (AB) :

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 7,27) - \frac{1,45+4,8}{2} = 4,65 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,27}{2}\right) \times 7,27 = 4,62 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 4,65 \text{ kN.m}$$

• Travée (BC) :

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1,07 \times 8) - \frac{4,8+1,6}{2} = 5,36 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,27}{2}\right) \times 8 = 5,08 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{On prend } M_t = 5,36 \text{ kN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

- Travée (AB)

$$\begin{cases} T_w = \frac{1,37 - 4,53}{3,05} + \frac{6,25 \times 3,05}{2} = 8,50 \text{ kN} \\ T_e = \frac{1,37 - 4,53}{3,05} - \frac{6,25 \times 3,05}{2} = -10,47 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée (BC)

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,53 - 1,51}{3,20} + \frac{6,25 \times 3,20}{2} = 10,94 \text{ kN} \\ T_e = \frac{4,53 - 1,51}{3,20} - \frac{6,25 \times 3,20}{2} = -9,06 \text{ kN} \end{cases}$$

❖ Diagramme des moments fléchissant et L'effort tranchant :

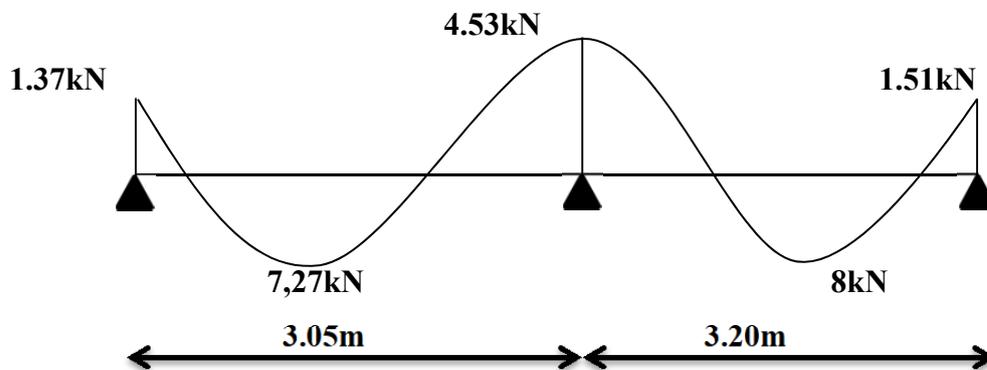


Figure III-9. Diagramme des moments fléchissant (Étage courant)

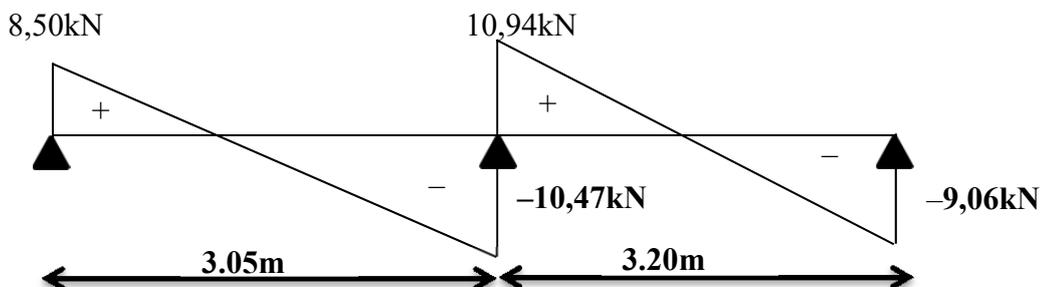


Figure III-10. Diagramme d'effort tranchant

Tableau III-2. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus

T.	Travée	L (m)	E.L.U (kN.m)						E.L.S (kN.m)				
			M ₀	M _T	M _W	M _E	T _W	T _{E(-)}	M ₀	M _T	M _W	M _E	
01	A-B	3,05	7,27	4,65	1,45	4,8	8,50	10,47	5,26	3,37	1,05	3,47	
	B-C	3,20	8	5,36	4,8	1,6	10,94	9,06	5,79	3,88	3,47	1,16	
02	A-B	2,80	6,13	4,12	1,23	3,64	7,89	9,61	4,43	2,98	0,88	2,63	
	B-C	3,05	7,27	4,37	3,64	3,2	9,68	9,39	5,26	3,15	3,63	2,32	
	C-D	3,20	8	4,24	3,2	6,9	8,84	11,16	5,79	3,07	2,32	5,11	
	D-E	4,8	Min	13,80	7,02	6,9	2,76	12,36	10,63	10,22	5,21	5,11	2,04
			Max	18	9,17	9	3,6	16,13	13,88	13,02	6,63	6,51	2,60
03	A-B	2,80	6,13	4,12	1,23	3,64	7,89	9,61	4,43	2,98	0,88	2,63	
	B-C	3,05	7,27	4,37	3,64	3,2	9,68	9,39	5,26	3,15	2,63	2,32	
	C-D	3,20	8	4,24	3,2	5,52	9,28	10,73	5,79	3,07	2,32	4,09	
	D-E	4,8	Min	13,80	5,75	5,52	5,52	11,50	11,50	10,22	4,26	4,09	4,09
			Max	18	7,5	7,2	7,2	15	15	13,02	5,42	5,22	5,22
	E-F	3,4	Min	6,92	4,07	5,52	5,52	8,14	8,14	5,13	2,41	4,09	4,09
			Max	9,03	5,31	7,2	7,2	10,63	10,63	6,53	3,06	5,22	5,22
	G-H	4,8	Min	13,80	5,75	5,52	5,52	11,50	11,50	10,22	4,26	4,09	4,09
			Max	18	7,5	7,2	7,2	15	15	13,02	5,42	5,22	5,22
	H-I	3,20	8	4,24	3,2	5,52	9,28	10,73	5,79	3,07	2,32	4,09	
I-J	3,05	7,27	4,37	3,64	3,2	9,68	9,39	5,26	3,15	2,63	2,32		
J-K	2,80	6,13	4,12	1,23	3,64	7,89	9,61	4,43	2,98	0,88	2,63		

➤ Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 9,17 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 3,6 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 9 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 16,13 \text{ kN} \end{cases} \quad E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 6,63 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2,60 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 6,5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.2.2.1- Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U) :

➤ En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibre par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{21,6 - 4}{2}\right) \times 10^{-3} \\ = 32,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 9,17 \text{ Kn.m} < M_t = 32,42 \text{ Kn.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$:

$$M_{t \max} = 9,17 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,17 \times 10^3}{65 \times (21,6)^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,17 \times 10^3}{0,989 \times 21,6 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,24 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,24 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - (b-b_0) \times (V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t-V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (7,76)^3 - ((65 - 12) \times (7,76 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,76)^3}{3}$$

$$I = 26317,866 \text{ cm}^4$$

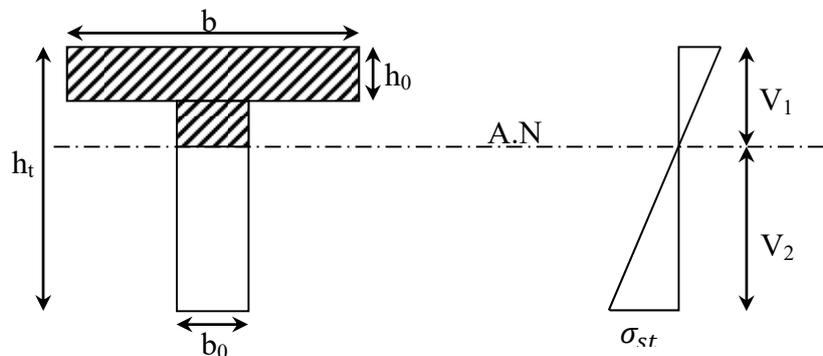


Figure III-11. Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{26317,866 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,23, \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,93 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 3T10 $\rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,113 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,113 \rightarrow \beta = 0,939$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9 \times 10^3}{0,939 \times 21,6 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,873 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 24) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,6 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,045 \rightarrow \beta = 0,977$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,6 \times 10^3}{0,977 \times 21,6 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,873 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,49 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$ Condition Non Vérifiée

On prend : $A_s = 0,92 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.2.2.2 -Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser}=6,63\text{KN.m}$)

➤ Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2,36 \text{ cm}^2$; $d=21,6 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta d A + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1188,46 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,35 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = 1675,02 - 0,31 + 10192,90$$

$$I = 12317,92 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,63 \times 10^3}{12317,92} \times 4,35 = 2,34 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_s

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{16,13 \times 10^3}{120 \times 216} = 0,622 \text{ MPa}$$

- Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,34 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,622 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

- Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 19,44 \text{ cm}$$

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

III.2.2.3- Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$; $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$; $f_e = 235 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$

D'où : $\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$

- On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

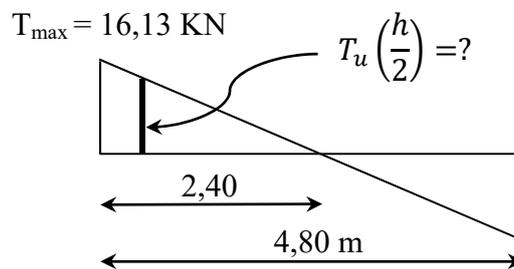


Figure III-12. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \left(\frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 13,81 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,80}{2} + \frac{7,2 - 7,2}{6,25 \times 4,80} = 2,40 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{16,13 \times (2,40 - 0,12)}{2,40} = 15,32 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,32 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,59 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,59 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -2,61 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,295 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm. ... (3)}$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ D'après le RPA 99 (version 2003) :

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 16,13 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 46,30 \text{ kN}$$

$$F_u = 46,30 \text{ kN} > T_u = 16,13 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

❖ Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,13 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40cm.

c' : L'enrobage = 2 cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

$$a = 19,44 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Entraînement des armatures :

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; T = 16,13KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,13 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s . La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$. Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que : $r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$

III.2.2.4- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{480} = 0,05 \geq \frac{6,63}{15 \times 9,17} = 0,048 \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009 = \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc il n’y a pas de risque de la flèche.

III.2.2.5- Dessin de ferrailage des poutrelles :

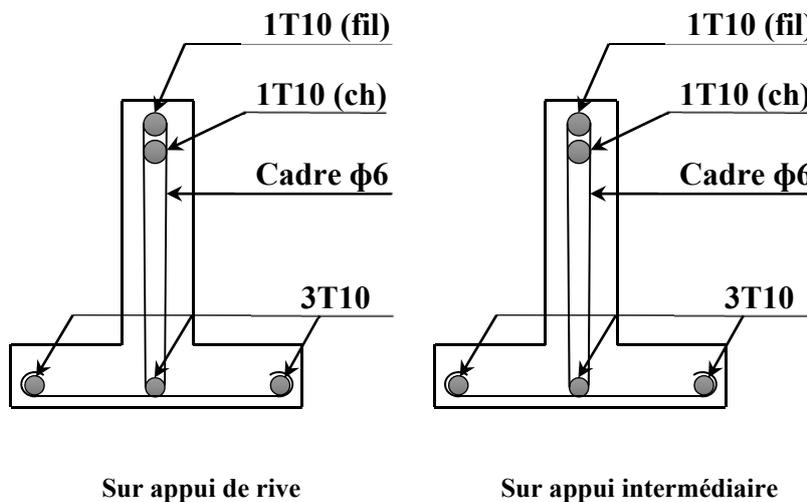


Figure III-13. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants

III.3- Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

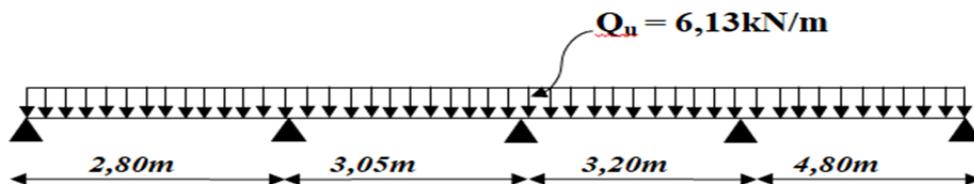
III.3.1-Les types de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

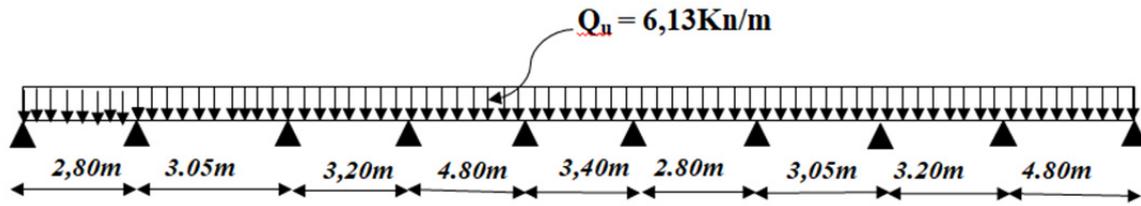
$$\begin{cases} G = 5,88 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 9,44 \times 0,65 = 6,13 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 6,88 \times 0,65 = 4,47 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Notre plancher terrasse comporte 2 types de poutrelles :

- Type 01:



- Type 02:



III.3.2-Méthode de calcul :

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), donc on utilise RDM6 pour le calcul des poutrelles.

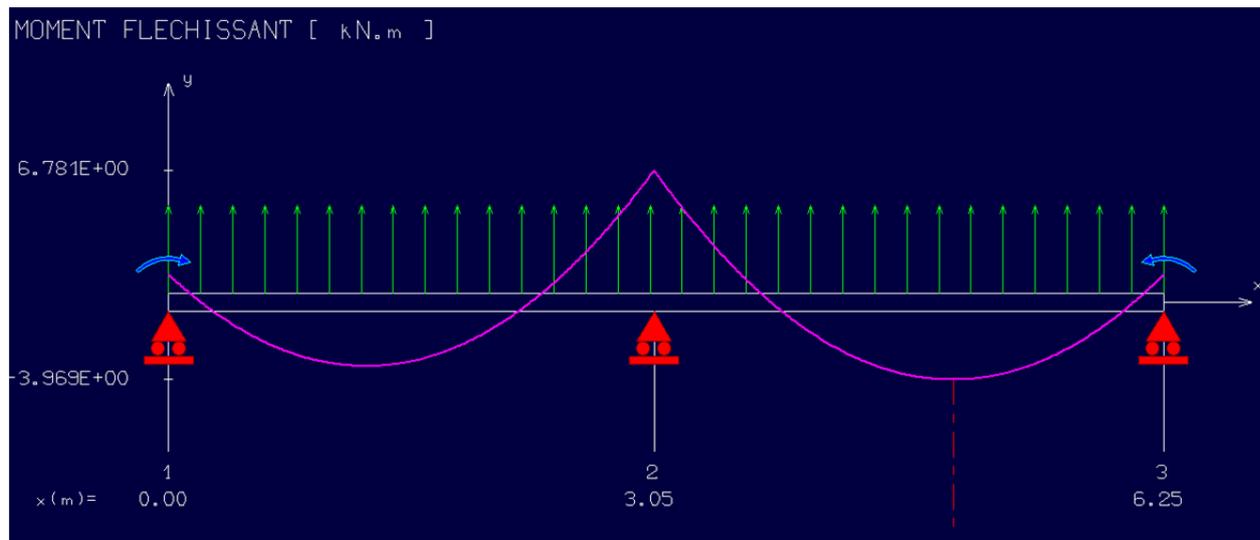


Figure III-14. Diagramme des moments fléchissant

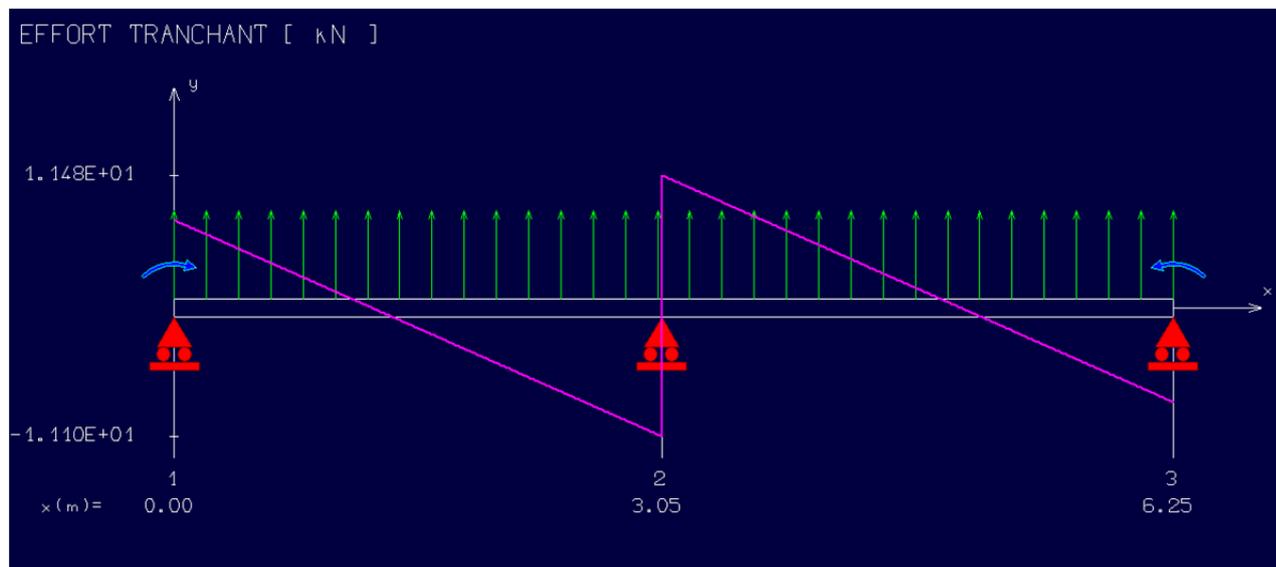


Figure III-15. Diagramme d'effort tranchant

III.3.3-Calcul de ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales acquise du RDM6

Tableau III-3. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus

Type	Travée	L (m)	E.L.U (KN.m)					E.L.S (KN.m)		
			M ₀	M _W	M _E	T _W	T _{E(-)}	M ₀	M _W	M _E
01	A-B	3,05	7,1	1,43	6,78	7,59	-11,10	5,20	1,04	4,95
	B-C	3,2	7,85	6,78	1,43	11,48	-8,14	5,72	4,95	1,04
02	A-B	2,8	6	1,20	5,38	7,09	10,07	4,38	0,88	3,92
	B-C	3,05	7,13	5,38	3,55	9,95	8,75	5,20	3,92	2,59
	C-D	3,2	7,85	3,55	10,29	7,70	11,91	5,72	2,59	7,50
	D-E	4,8	17,65	10,29	9,11	14,96	14,47	12,87	7,50	6,66
	E-F	3,4	8,86	9,11	9,11	10,42	10,42	6,50	6,66	6,55
	F-G	4,8	17,65	9,11	10,29	14,47	14,96	12,87	6,55	7,44
	G-H	3,2	7,85	10,29	3,55	11,91	7,70	5,72	7,44	2,66
	H-I	3,05	7,13	3,55	5,38	8,75	9,95	5,20	2,66	3,90
	I-J	2,8	6	5,38	1,20	10,04	7,09	4,38	3,90	0,88

❖ Les valeurs des moments maximaux :

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 7,96 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 1,20 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 10,29 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 14,96 \text{ kN} \end{cases} \quad E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 5,80 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 1,04 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 7,50 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.3.3.1-Calcul des armatures longitudinales (à l'ELU) :

➤ En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table M_t , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{21,6 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} \\ = 32,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 7,96 \text{ kN.m} < M_t = 32,42 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$:

$$M_{t \max} = 7,96 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,96 \times 10^3}{65 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,9905 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,96 \times 10^3}{0,9905 \times 21,6 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,24 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,24 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (7,76)^3 - ((65 - 12) \times (7,76 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,76)^3}{3}$$

$$I = 26317,86 \text{ cm}^4 \Rightarrow A_{\min} = \frac{26317,86 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 3T10 → $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,29 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,130 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,130 \rightarrow \beta = 0,985$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,29 \times 10^3}{0,985 \times 21,6 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,86 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,76 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) → $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 24) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,976$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,58 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition Non Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.3.3.2 -Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher terrasse est ($M_{ser}=5,80\text{kN.m}$)

- Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2,36 \text{ cm}^2$; $d=21,6 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1188,46 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,35 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1675,02 - 0,31 + 10192,90$$

$$I = 12317,92 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,80 \times 10^3}{12317,92} \times 4,35 = 2,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{8,50(21,6-4,35)}{12317,92} = 178,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}} \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 178,55 < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{14,96 \times 10^3}{120 \times 210} = 0,60 \text{ MPa}$$

• Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Les armatures transversales A_t :**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

❖ **Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(19,44; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 19,44 \text{ cm}$$

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

❖ **La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$k=1$ (fissuration préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

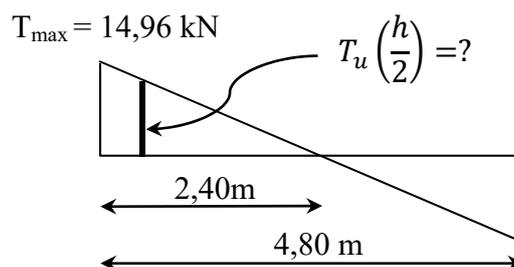


Figure III-16. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

- On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 14,94 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,80}{2} + \frac{7,2 - 7,2}{6,13 \times 4,80} = 2,40 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,94 \times (2,40 - 0,12)}{2,40} = 14,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,94 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,58 \text{ MPa}$$

- D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,58 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -3,26 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,29 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

- ❖ **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

- ❖ **Espacement dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,96 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,50 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{7,50}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 38,58 \text{ kN}$$

$$F_u = 38,58 \text{ kN} > T_u = 14,96 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

➤ Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,96 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ m} = 1,80 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40 cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 21,6 \text{ cm}) = 21,6 \text{ cm}$$

$$a = 21,6 \text{ cm} > 1,80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Entraînement des armatures :

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; T = 14,96kN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,96 \times 10^3}{21,6 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,61 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s . La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

III.3.3.3- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{480} = 0,05 \geq \frac{5,80}{15 \times 7,96} = 0,049 \dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,009 = \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc il n'y a pas de risque de la flèche.

III.3.3.4-Dessin de ferrailage des poutrelles :

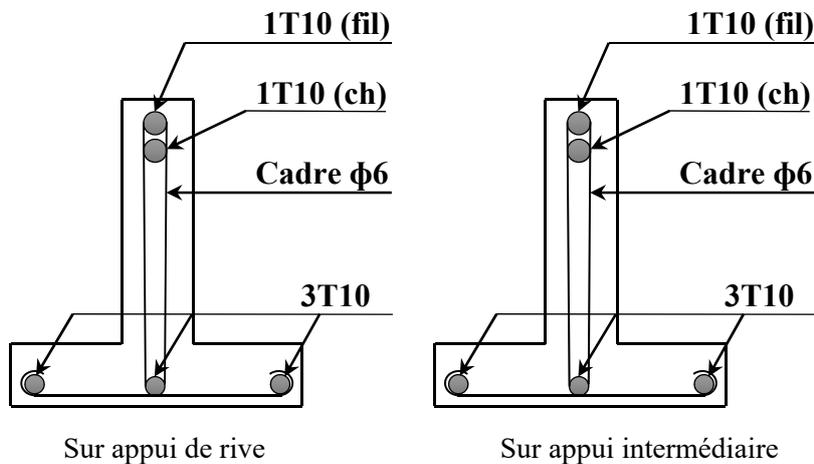


Figure III-17. Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse

Chapitre IV:

Étude des éléments non structuraux

IV. Étude des éléments non structuraux

IV.1-Acrotère

Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N), soit une section de : $(10 \times 100) \text{ cm}^2$

IV.1.2-Dimensions :

- La hauteur $h = 60 \text{ cm}$
- L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

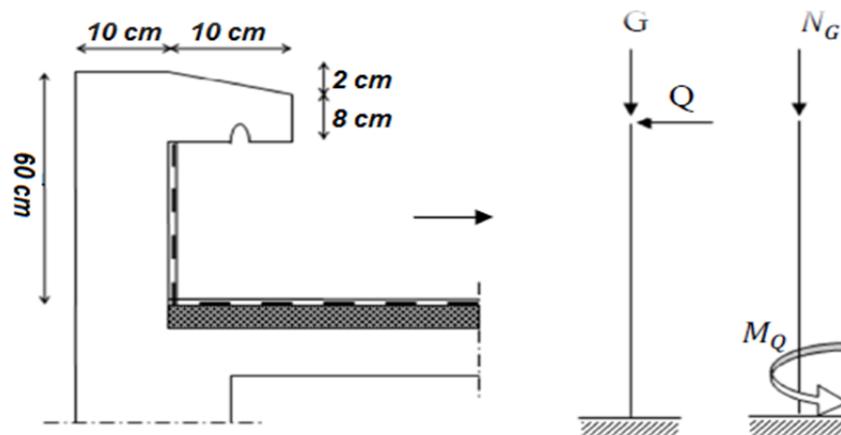


Figure IV-1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère

IV.1.3-Calcul des sollicitations :

1) Poids propre :

$$S = \left[(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

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

2) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

3) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$$

4) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ kN.m}$$

❖ Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

❖ Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,33 \left[0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow 24,80 \text{ kN.m} - 0,80 \text{ kN.m} < 24,80 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.)

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu_l = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 0.00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,008 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

- A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple.
- A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,311 - \frac{2,33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,244 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.2- Section d'armatures minimale en flexion composée pour une section rectangulaire

1) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,73 \text{ kN/ml (W}_p)$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,73} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 \Rightarrow A_{s \min} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

$$A_s = \max (A_{su} ; A_s ; A_{min}) \Rightarrow \max (0,311 ; 0,244 ; 1,01)$$

$$A_s = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } \mathbf{4\phi 6} ; A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$$

2) Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow A_s = \mathbf{4\phi 8}$$

IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :❖ **Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - (15)(2,01)(9 - y) = 0$$

$$50y^2 - 30,15y - 271,35 = 0$$

$$y = 2,00 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,00^3}{3} + (15 \times 2,01 \times (9 - 2)^2)$$

$$I = 1744,02 \text{ cm}^4$$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{650}{1744,02} \times 2 = 0,74 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1744,02} \times (9 - 2) = 39,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

IV.1.7-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D’après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l’acrotère W_p = 1,73 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83 \text{ kN}$$

$$F_p = 0.83 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

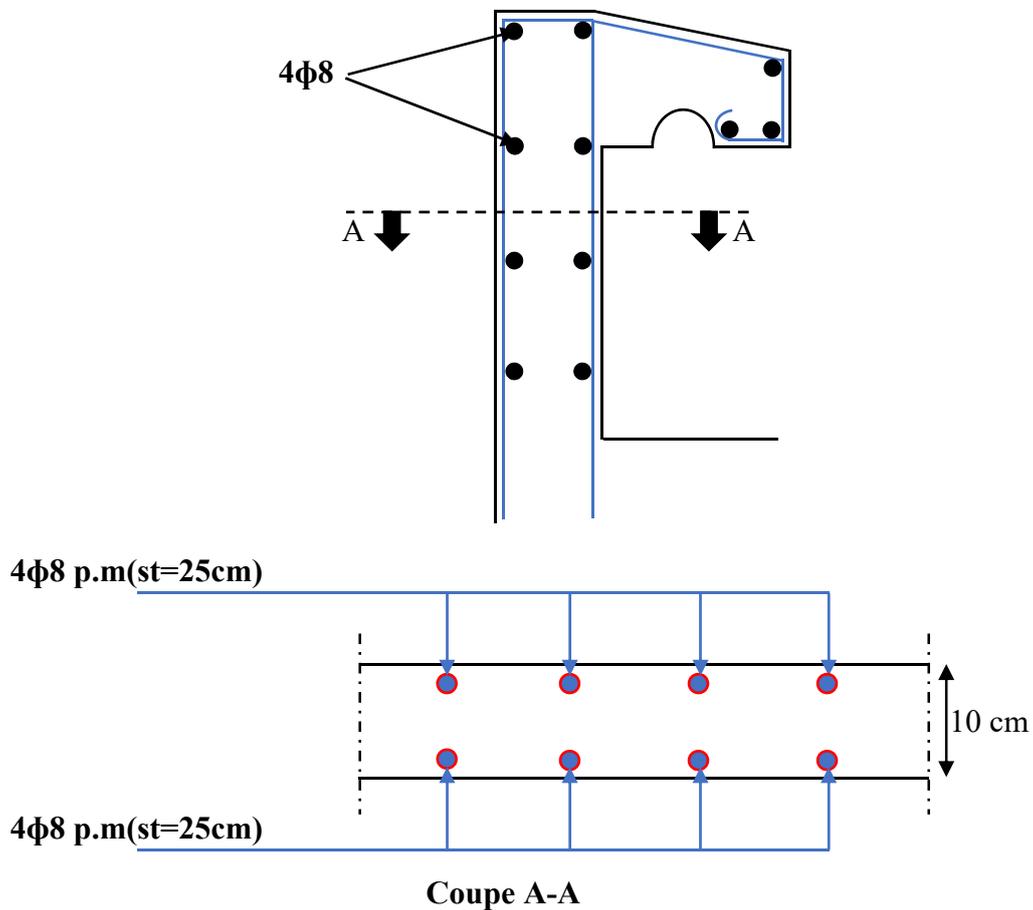


Figure IV-2. Ferrailage acrotère.

IV.2-Escaliers :**IV.2.1-Introduction :**

L'escalier se calcul comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple, Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

IV.2.2-Dimensionnement Des Escaliers :

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

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

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H= n \times h = h_e/2)$$

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de volée : $L=(n-1)g$

Selon BLONDEL on a trouvée : $h=17\text{cm}$, $g=30 \text{ cm}$.

IV.2.3-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H_e = 3,06 \text{ m et } H = \frac{H_e}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :

$$n = 9 \text{ (nombre de contre marche)}$$

$$n - 1 = 8 \text{ (nombre de marche)}$$

Donc :

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,25^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) Épaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9,20 \leq e_v \leq 13,79$$

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

b) Épaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

IV.2.4-Descente de charges

1) Paillasse :

Tableau IV-1. Charges et surcharge de la volée de l'escalier

N ^o	Désignation	Ep (m)	densité kN/m^3	poids kN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $h/2 \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times 0,1/0,87$	0,02	10,00	0,23
	G			7,27 kN/m^2
	Q			2,5 kN/m^2

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} q_u = 13,56 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m} \end{cases}$$

2) Palier :

Tableau IV-2. Charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)

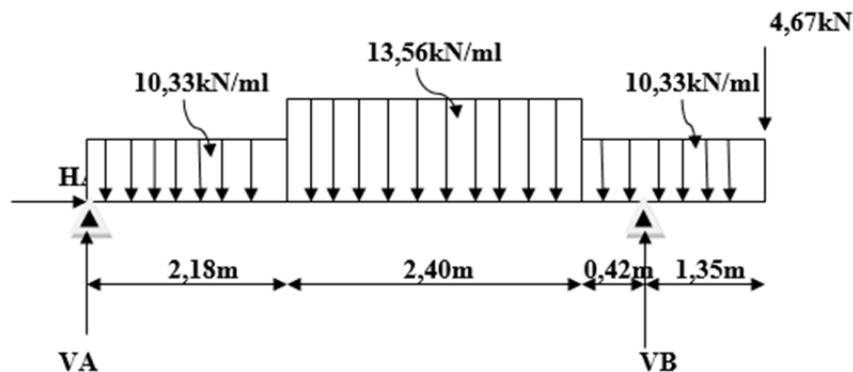
N°	Désignation	ep (m)	Densité (kN/m ³)	Poids kN/m ²
1	Poids propre du palier epx25	0,14	25,00	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
			G	4,87kN/m ²
			Q	2,5kN/m ²

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,33 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,37 \text{ kN/m} \end{cases}$

➤ Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillese} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 10,33}{10,33} = 0,31 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.



- Les réactions d'appuis :

$$\sum F/X = 0 \Rightarrow H_B = 0$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 10,33 \times 2,18 + 13,56 \times 2,4 + 10,33 \times 1,77 + 4,67$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 78,02 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 5V_B - (10,33 \times 2,18 \times 1,09) - (13,56 \times 2,4 \times 3,38)$$

$$- (10,33 \times 1,77 \times 5,47) - 4,67 \times 6,35 = 0$$

$$\Rightarrow V_A = 52,82 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_B = 25,2 \text{ kN}$$

➤ Moment fléchissant max et Effort tranchant :

- Section 2-2 : $2,18 \leq x \leq 2,4$:

$$M(x) = -6,78(x - 2,18)^2 + 2,68x + 24,55$$

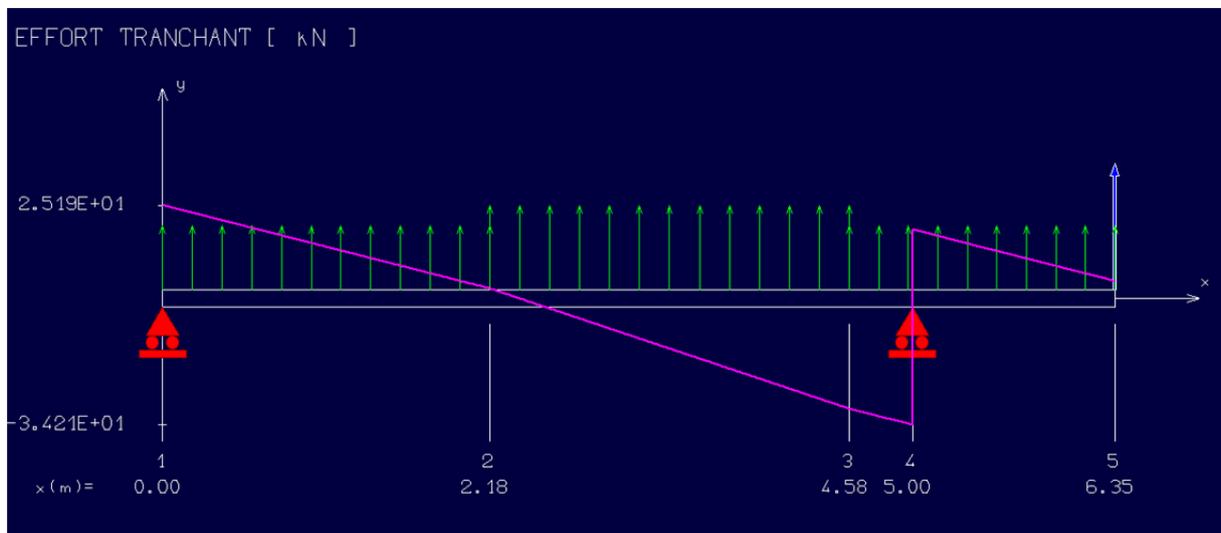
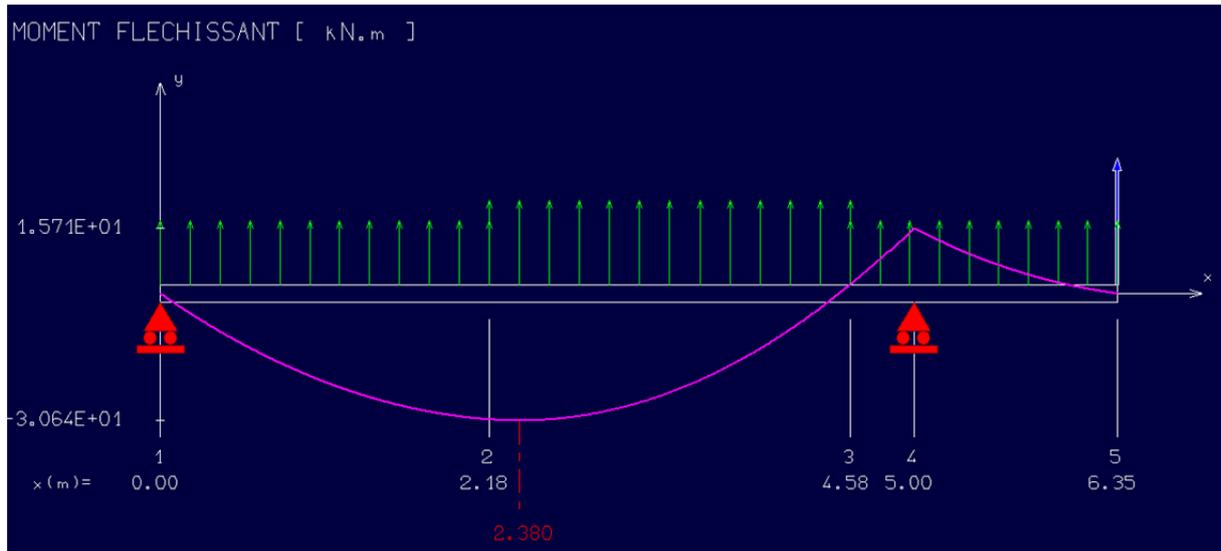
$$T(x) = -13,56(x - 2,18) + 2,68$$

- Position du moment max :

$$\rightarrow x = 2,38 \text{ m} ; \quad M(x) = 30,66 \text{ kN}$$

- Calcul des sollicitations se fait en utilisant (RDM 6)

❖ Diagrammes M et T : « RDM6 »



- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

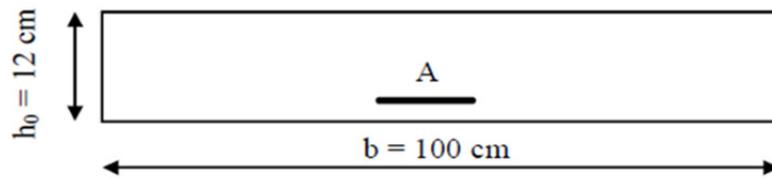
$$\text{On a : } M_{max} = 30,66 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 26,06 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 12,26 \text{ kN.m}$$

IV.2.5- Ferrailage de l'escalier :

- En travée : (la paillasse)



❖ Les armatures principales (longitudinales) :

- Le moment ultime :

$$M_t = 26,06 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26,06 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,158 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,914$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,06 \times 10^3}{0,914 \times 10,8 \times 348} = 7,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

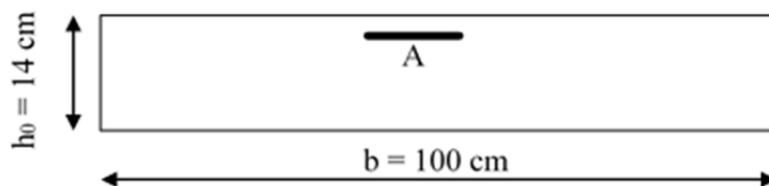
On adopte **5T14** avec : $A_{adm} = 7,70 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Les armatures de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,925 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

- Sur appuis : (le palier)



❖ Les armatures principales (longitudinales) :

$$M_a = 12,26 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,26 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,972$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,26 \times 10^3}{0,972 \times 12,6 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Les armatures de répartition (transversales) :**

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.6-Vérifications ;

❖ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$; *Condition vérifiée.*

❖ **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{34,21 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,27 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

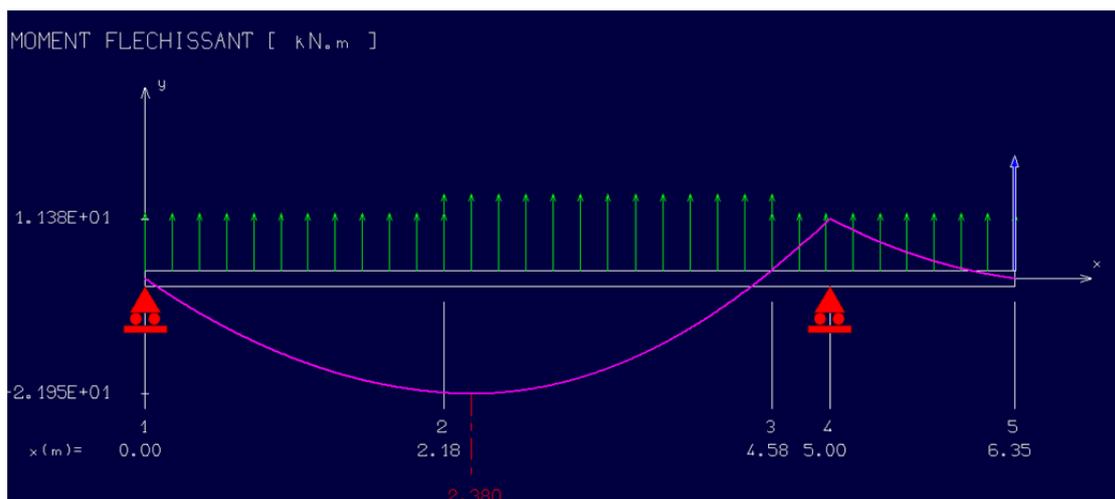
$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; *Condition vérifiée.*

➤ **Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((34,21) + \frac{12,26 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,09 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,09 \text{ cm}^2$; *Condition vérifiée*

❖ **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**



$M_{t \max} = 21,95 \text{ kN.m}$; déterminé par méthode des (RDM6)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 18,66 \text{ kN.m}$

$M_a \text{ ser} = 0,4 \times M_{t \max} = 8,78 \text{ kN.m}$

➤ En travée :

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115,5y - 1247,4 = 0 \rightarrow y = 3,97 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,97^3}{3} + (15 \times 7,70)(10,8 - 3,97)^2$$

$$= 7473,64 \text{ cm}^4$$

❖ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18,66 \times 10^3}{7473,64} \times 3,97 = 9,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,95y - 742,77 = 0 \rightarrow y = 3,31 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,31^3}{3} + (15 \times 3,93)(12,6 - 3,31)^2$$

$$= 7110,91 \text{ cm}^4$$

❖ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,78 \times 10^3}{7110,91} \times 3,31 = 4,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{14}{340} = 0,0412 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{fe} \Leftrightarrow 0,003 < 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

- Il n'est nécessaire de calculer la flèche

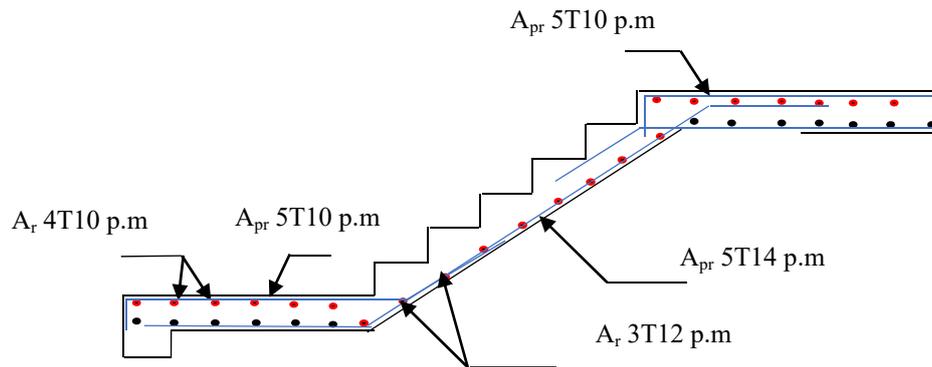


Figure IV-3. Représentation du ferrailage de l'escalier

IV.2.7-Etude de la poutre palière :

1) Dimensionnement Selon le B.A.E.L 91/1999,

- Le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

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

2) Les vérifications des conditions du R.P.A 99 ver 2003 :

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

3) Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(Elu) = 25,2 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(El_s) = 38,01 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 \times 2,65 + 1,5 \times 2,5 + 25,2 = 32,49 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 2,5 + 38,01 = 43,13 \text{ kN/m}$$

4) Calcul des sollicitations à l'E.L. U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{32,49 \times 3,4^2}{8} = 46,95 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 39,91 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 18,78 \text{ kN.m}$$

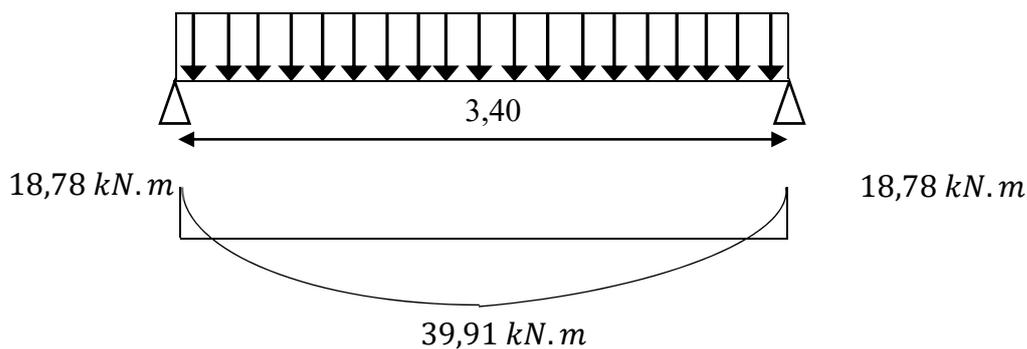
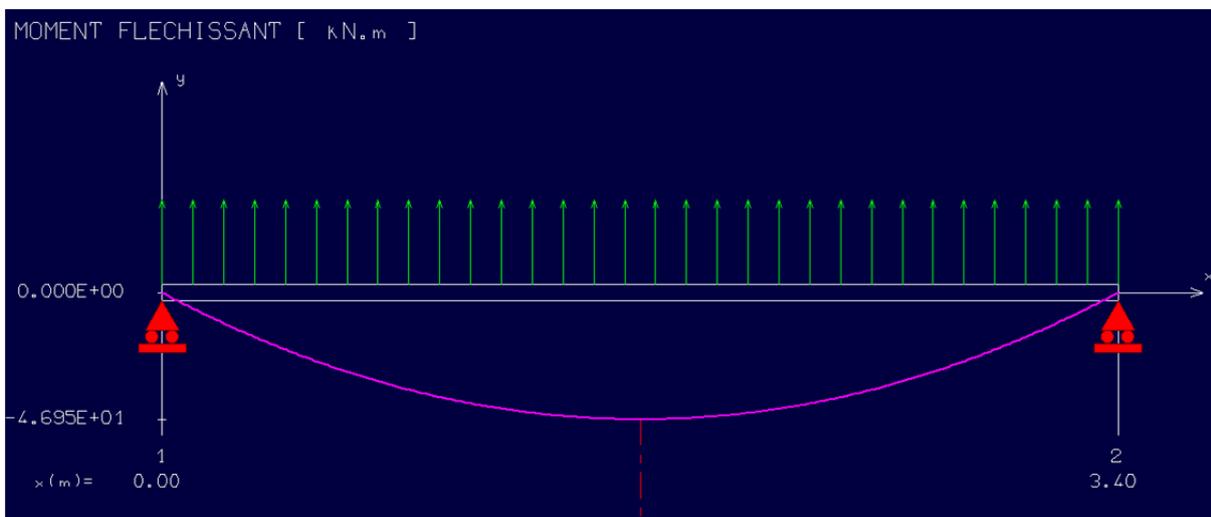
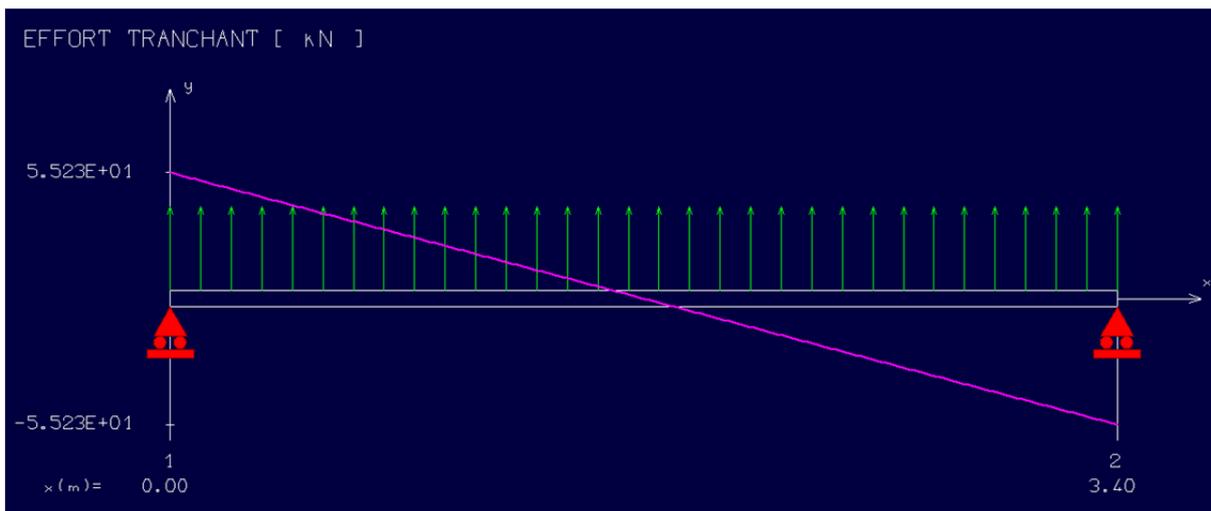


Figure IV-4. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

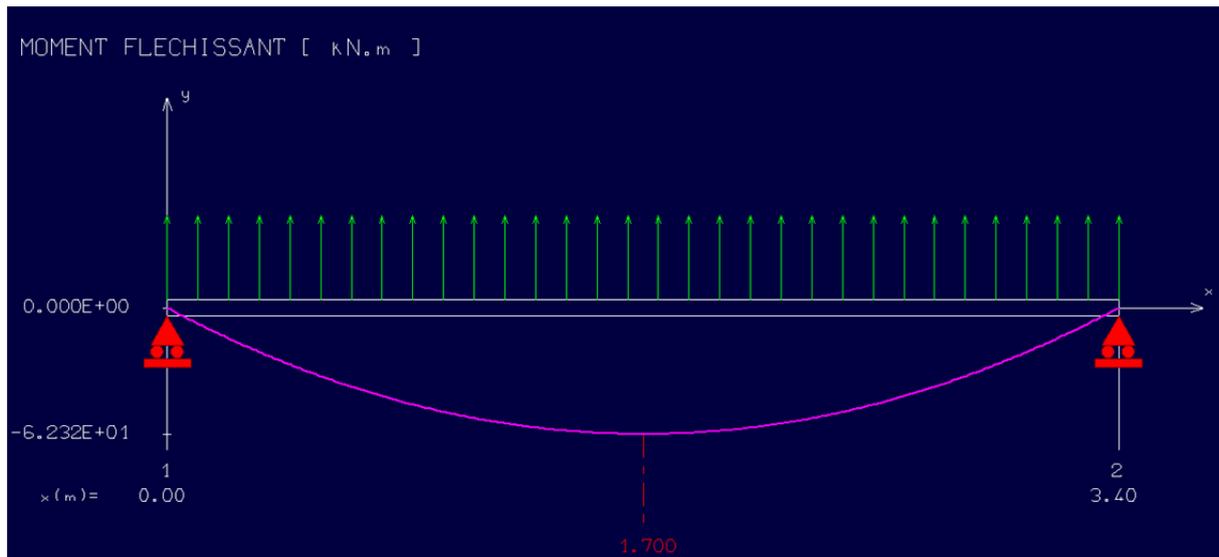
❖ MOMENT FLECHISSANT : E.L. U



❖ EFFORT TRANCHANT : E.L. U



❖ MOMENT FLECHISSANT : E.L. S



5) Calcul du ferrillage à l'E.L. U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

➤ En travée :

- Le moment ultime :

$$M_t = 39,91 \text{ kN}, m$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39,91 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,094 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,951$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,91 \times 10^3}{0,951 \times 31,5 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2 / ml$$

On prend comme choix **3T14** avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / ml$

➤ Sur appuis :

- Le moment ultime :

$$M_a = 18,78 \text{ kN}, m$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,78 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,978$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,78 \times 10^3}{0,978 \times 31,5 \times 348} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- On prend comme choix **3T10** avec : $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.2.8- Vérification de la poutre palière

1) Vérification à l'E.L. U :

❖ Condition de non-fragilité : BAEL 91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,141 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : BAEL91

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 30 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

❖ Contrainte de cisaillement : BAEL 91

$$T_u = 55,23 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{55,23 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,584 \text{ Mpa.}$$

- Comme la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,584 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2) Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{46,95}{62,32} = 0,753$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{0,753 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,127 > \bar{\alpha} = 0,293 \Rightarrow C.NV$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (5,162 ; 1,141 ; 1,05) \text{ cm}^2.$$

$$A = 5,162 \text{ cm}^2; \text{ On prend : } A = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage adopté :

	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_L(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	5,162	1.141	1.05	5,162	6T14 = 9,24
Appuis	2,345	1.141	1.05	2,345	3T14 = 4,62

➤ Ferrailage des armatures transversales :

a- Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b- L'espaceur :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$= \min\{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm}; 14 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c-La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,62 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,103 > 0,0625; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{35}{340} > \frac{52,972}{10 \times 62,32} \Rightarrow 0,103 > 0,085; \text{ Condition vérifiée ,}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{7,70}{30 \times 31,5} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,008 < 0,0105; \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

❖ Dessin de ferrailage de la poutre palière :

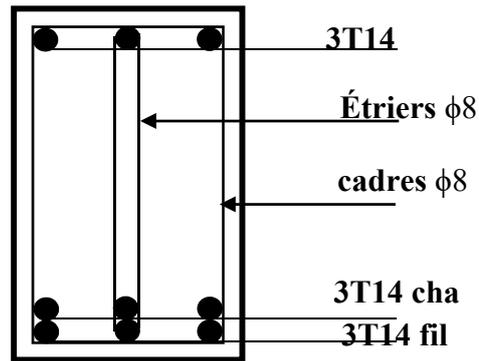


Figure IV-5. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.3-Balcon :

IV.3.1-Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

Résistance à la flexion

Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

Donc on adopte $e = 15\text{ cm}$

Dans notre étude, le type de balcon :

Un seul type : Balcon encastré de deux coté

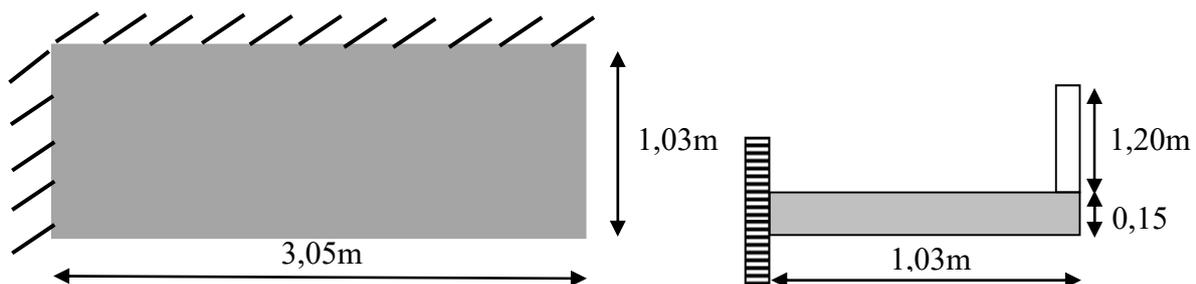


Figure IV-6. Schéma représente le type de balcon

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

IV.3.2-Calcul de balcon type 01 :

❖ Descente de charge :

Poids propre $G = 5,27\text{ kN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,50\text{ kN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge linière}$$

$$Q_{ser} = 8,77 \times 1 = 8,77 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge linière}$$

❖ **Calcul de la charge concentrée :**

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times l = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 = \mathbf{1,08 \text{ kN}}$$

- Enduit en ciment :

$$P_{Extérieur} = 0,18 \times 2 \times 1,2 \times 1 = \mathbf{0,432 \text{ kN}}$$

$$P_{Intérieur} = 0,18 \times 1,5 \times 1,2 \times 1 = \mathbf{0,324 \text{ kN}}$$

$$P_{end} = 0,432 + 0,324 = \mathbf{0,756 \text{ kN}}$$

$$P_{totale \text{ mur}} = 1,08 + 0,756 = \mathbf{1,836 \text{ kN}}$$

Avec une réduction de 20% de la charge du aux ouvertures on aura :

$$P_{mur} = 80\% \times 1,836 = \mathbf{1,46 \text{ kN}}$$

$$P_{u \text{ mur}} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,46 = \mathbf{1,971 \text{ kN}}$$

❖ **Calcul de moment max et l'effort tranchant max :**

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l$$

$$M_{max} = -\left(\frac{12,36 \times 1,03^2}{2}\right) - (1,971 \times 1,03) = \mathbf{-8,586 \text{ kN.m}}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,36 \times 1,03) + 1,971 = \mathbf{14,70 \text{ kN}}$$

➤ **Ferraillage :**

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,586 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9845$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,586 \times 10^3}{0,9845 \times 13,50 \times 348} = \mathbf{1,85 \text{ cm}^2}$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adpt} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On prend 5T8, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

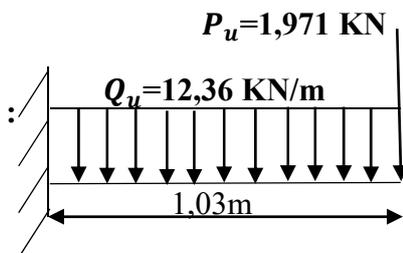


Tableau IV-3. Ferrailage de balcon

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal} (cm)	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
8,586	0,033	0,9845	0,00	1,85	4T12 Pm A _s =4,52 St =25 cm	1,13cm ²	5T8 A _r =2,51 St=20 cm

➤ Vérifications :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,208 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{14,70 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 0,80 \text{ MPa}$$

n= 4 nombre d'armature longitudinales tendues

$\mu = \pi = 3,77 \text{ cm}$; Périmètre d'armatures tendues ;

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = - \frac{8,77 \times 1,03^2}{2} - (1,46 \times 1,03) = -6,15 \text{ kN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 67,8 y - 915,3 = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 8199,03 \text{ cm}^4$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,54 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 2,91 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,91 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6,154 \times 10^3}{8199,03} \times (13,50 - 3,65) = 110,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 110,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,76^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,76)^2) = 30460,25 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,03^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{8,77 \times 1,03}{8} + \frac{1,46}{3} \right] = 0,018 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{103}{250} = 0,412 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,018 \text{ cm} < F_{adm} = 0,412 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

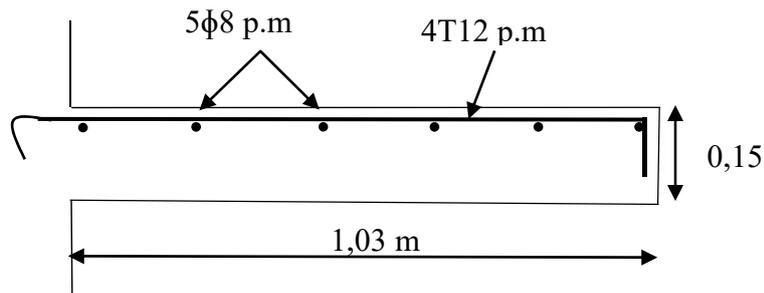


Figure IV-7. Ferrailage du balcon

Chapitre V: Étude sismique

V. Étude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture 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 excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2-Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3-Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse

V.3.1-Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2-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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout le maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation

temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3-Méthode du calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS 9.7.0 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction ; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

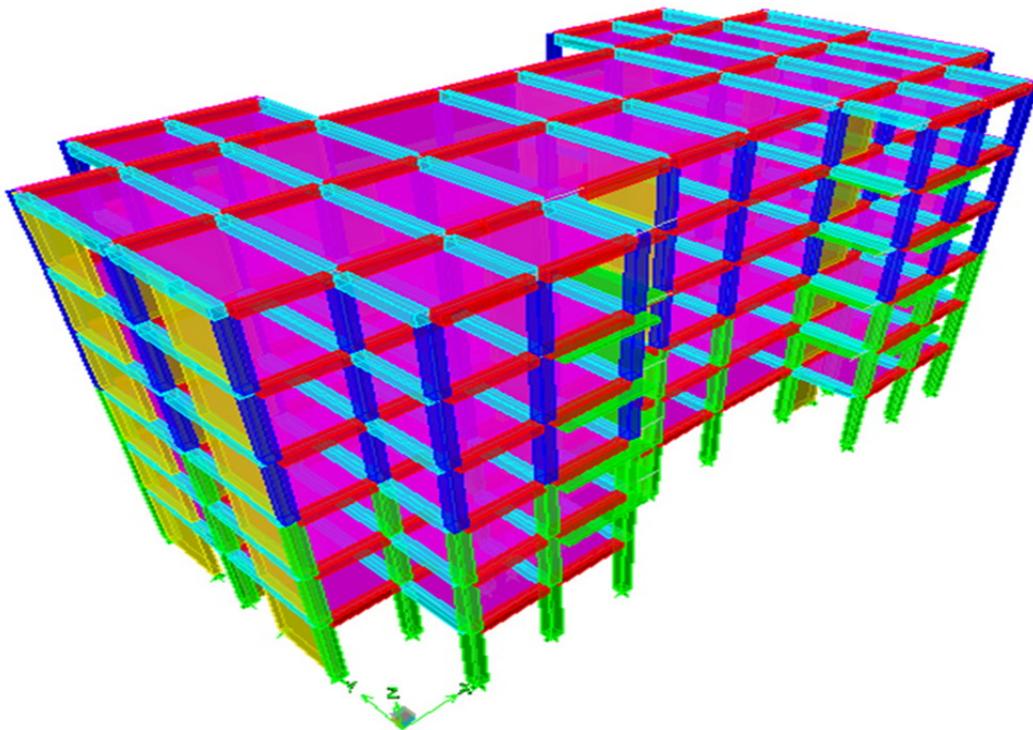


Figure V-1. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.3.4-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % :

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

$$\text{avec: } \bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi^2_{Ki}} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

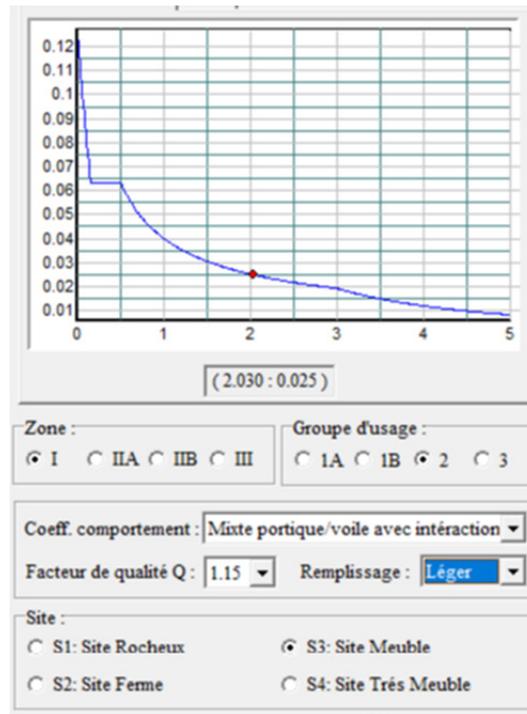


Figure V-2. Spectre de réponse

V.4.3-disposition des voiles de contreventement :

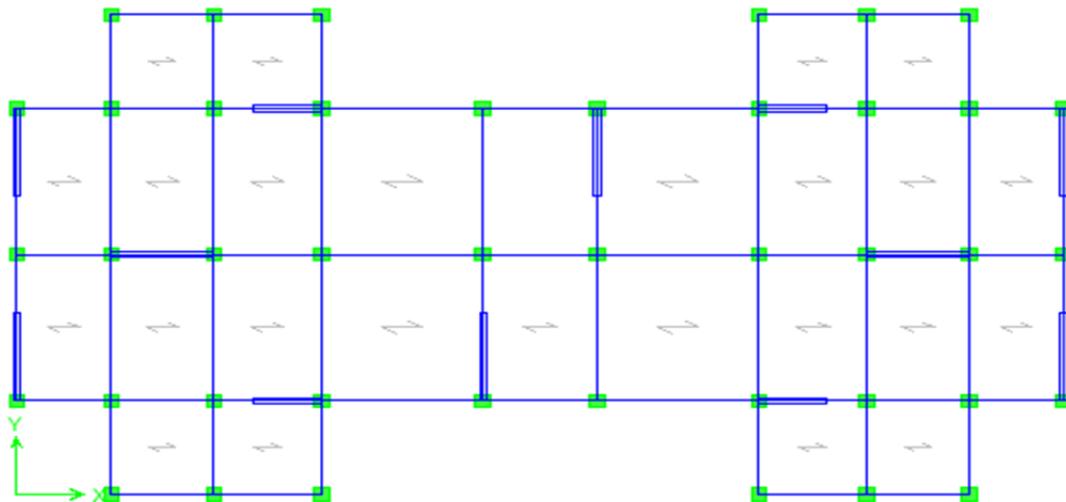


Figure V-3. Disposition des voiles de contreventement

V.4.4-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2.

Tableau V-1. Coefficient d'accélération de zone « A »

Zone \ Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc **A = 0,10**

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003

→ $\xi = 6 \%$

Tableau V-2. Pourcentage d'amortissement critique ξ

Structures \ Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.935$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau → $h_N = 19,04\text{m}$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003 → $C_t = 0.05$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 19,04^{3/4} = 0,456 \text{ sec}$$

$$T_{\text{Emp}} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \rightarrow \begin{cases} T_X = \frac{0,09 \times 19,04}{\sqrt{31,40}} = 0,31 \text{ s} \\ T_Y = \frac{0,09 \times 19,04}{\sqrt{18,10}} = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

Sens x : $T_X = \min (T_X ; T) \Rightarrow T_X = 0,31 \text{ s}$

Sens y : $T_Y = \min (T_Y ; T) \Rightarrow T_Y = 0,40 \text{ s}$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

Tableau V-3. Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂ (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

On a un sol meuble ⇒ site 3 donc :

$$T_1 = 0,15 \text{ sec et } T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

On a :

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,46 \leq 0,50$$

$$D = 2,5\eta = 2,33$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V-4. Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00) = 1,15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

→ R = 5

V.4.5-Le poids total de la structure :

Tableau V-5. Poids de la structure

Niveau	W
5	368,38
4	419,90
3	419,90
2	425,59
1	432,56
RDC	435,81
TOTAL	2502.16

$$W = \sum_1^5 M \times 9,81 = 24546,19 \text{ kN}$$

V.5-Vérification des forces sismiques :

➤ ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) ?

V.5.1 -Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,10 \times 2,33 \times 1,15 \times 24546,19}{5} = 1315.43 \text{ kN}$$

Selon le **RPA99 ver. 2003** On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** du résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS 9.7.0 :

Tableau V-6. Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)
Forces sismiques	1265.99	1271,06

$V_{dx} = 1265.99\text{KN} > 80 \% V_{st} = 1052,34 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

$V_{dy} = 1271.06\text{KN} > 80 \% V_{st} = 1052, 34 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

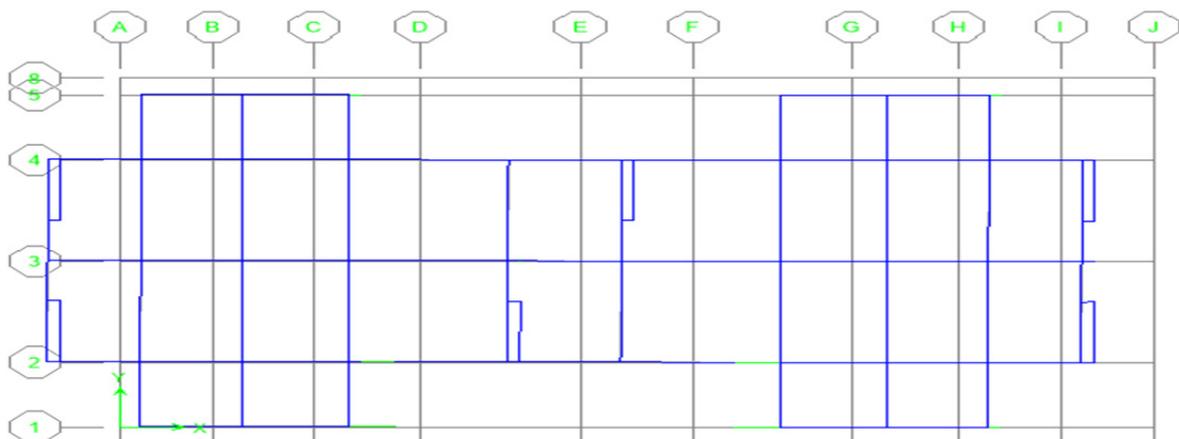
V.5.2- Nombre des modes a considérée :

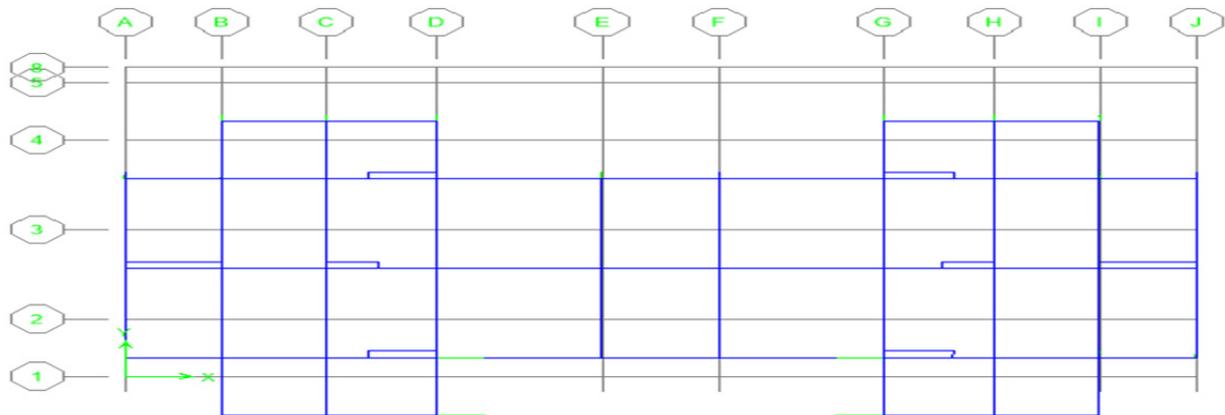
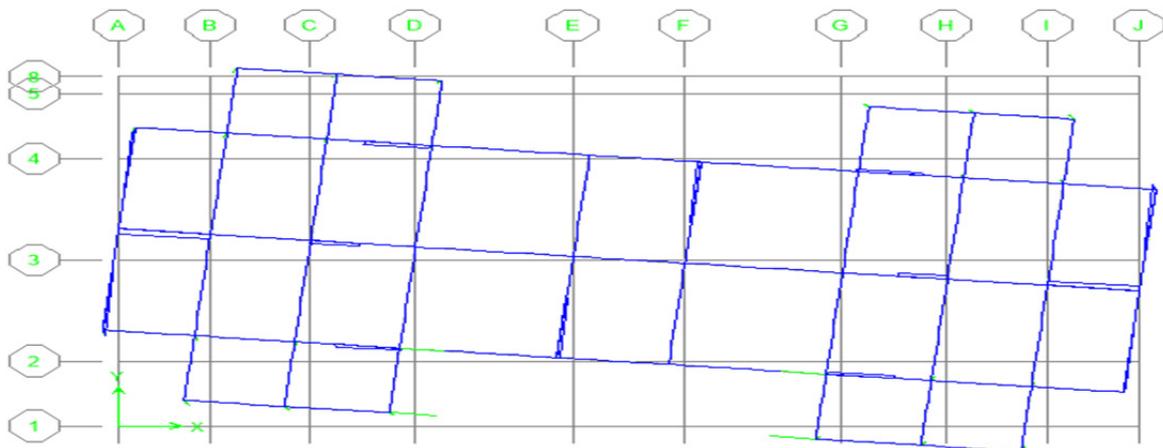
Tableau V-7. Nombre de modes à considérer selon le RPA99 ver 2003

Mode	Période	%Masse effectiveX	%Masse effectiveY	Cumul/X	Cumul/Y
1	0.397259	74.2487	0.0017	74.2487	0.0017
2	0.36355	0.0018	74.0225	74.2505	74.0242
3	0.305976	0.0102	0	74.2607	74.0242
4	0.102829	16.5686	0	90.8293	74.0242
5	0.092674	0	16.8499	90.8293	90.8742
6	0.078543	0.0028	0	90.8321	90.8742
7	0.045715	5.6938	0	96.526	90.8742
8	0.04089	0	5.8802	96.526	96.7544
9	0.034746	0.001	0	96.5269	96.7544
10	0.026978	2.3161	0	98.843	96.7544
11	0.024514	0	2.2837	98.843	99.0381
12	0.020797	0.0005	0	98.8435	99.0381

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

➤ **Mode 01**



➤ **Mode 02**➤ **Mode 03****V.5.3-Vérification de la période fondamentale :**

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{\text{dyn}} = 0,39 \text{ s}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,39 < 1,3 T_x = 1,3 \times 0,31 = 0,40 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.5.4-Vérification des facteurs de participation massique :

On constate qu'il faut 5 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 Version 2003 ART 4.3.4.a :

- Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X
- Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y
- Le 3eme mode est mode rotation

V.5.5- Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \text{ Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V-8. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens X)

Niveau	δ_{ekx}	$\bar{\delta}_k = R \cdot \delta_{ekx}$	$\Delta_k = \bar{\delta}_k - \bar{\delta}_{k-1}$	1% h_e (m)
5	0.0035	0,0175	0,003	0,0306
4	0.0029	0,0145	0,0035	0,0306
3	0.0022	0,011	0,0035	0,0306
2	0.0015	0,0075	0,003	0,0306
1	0.0009	0,0045	0,003	0,0306
R.D.C	0.0003	0,0015	0,0015	0,0374

Tableau V-9. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens Y)

Niveau	δ_{ekY}	$\bar{\delta}_k = R \cdot \delta_{ekY}$	$\Delta_k = \bar{\delta}_k - \bar{\delta}_{k-1}$	1% h_e (m)
5	0.0029	0,0145	0,0025	0,0306
4	0.0024	0,012	0,003	0,0306
3	0.0018	0,009	0,0025	0,0306
2	0.0013	0,0065	0,003	0,0306
1	0.0007	0,0035	0,002	0,0306
R.D.C	0.0003	0,0015	0,0015	0,0374

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage 1% $h_e = 0.0306$; donc la Condition est Vérifiée.

V.6. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} \quad Et \quad Y_G = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I}$$

M_I : Masse de l'élément considéré.

X_I : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).

Y_I : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

V.6.1. Centre des rigidités : (par logicielle ETABS)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} \times X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Et \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} \times Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

❖ L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Tableau V-10. Excentricité accidentelle

Story	MX=My	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly
STORY1	435,81	15,55	8,144	15,549	8.2	0,001	-0.05	1,57	0,905
STORY2	432,56	15,55	8,098	15,55	8,198	0,00	-0,1	1,57	0,905
STORY3	425,59	15,55	8,096	15,55	8,198	0,00	-0,10	1,57	0,905
STORY4	419,90	15,55	8,095	15,55	8,199	0,00	-0,10	1,57	0,905
STORY5	419,90	15,55	8,095	15,549	8,204	0,001	-0,10	1,57	0,905
STORY6	368,38	15,55	8,141	15,547	8,216	0,003	-0,07	1,57	0,905

V.6.2- Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta.W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau « k »

$$P_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,39 \text{ Sec} < 0.7 \text{ Sec}$.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j . h_j} . W_i . h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s’exerce la force i.

h_j : Niveau d’un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: Poids revenant au plancher i ; j.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

Tableau V-11. Justification Vis A Vis De l’effet P-Δ(sens x)

Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5
Hauteur	3,74	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
W_i	4275,2961	4243,4136	4175,0379	4119,219	4119,219	3613,8078
Δ_{kx}	0,0015	0,002	0,003	0,0025	0,003	0,0025
V_{kx}	1265.99	1195.36	1074.09	904.39	642,61	389.89
P_k	4275,2961	8518,7097	12693,7476	16812,9666	20932,1856	24545,9934
$\theta < 0,10$	0,00135	0,00465	0,0115	0,01518	0,03193	0,05143

$$\text{si } \begin{cases} \theta_k \leq 0,1 \dots \Rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 \dots \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1 - \theta_k} \\ \theta_k > 0,2 \dots \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V-12. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens-Y)

Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5
Hauteur	3,74	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
W_i	4275,2961	4243,4136	4175,0379	4119,219	4119,219	3613,8078
Δ_{ky}	0,0015	0,002	0,003	0,0025	0,003	0,0025
V_{ky}	1271,06	1196,31	1073,37	904.79	685.93	396.61
P_k	4275,2961	8518,7097	12693,7476	16812,9666	20932,1856	24545,9934
$\theta < 0,10$	0,0014	0,0046	0,0116	0,0151	0,0299	0,0505

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc, l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversales et Longitudinal.

Chapitre VI:

Étude des portiques

VI. Étude des portiques

Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du cas le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

❖ Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

– Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

$G + Q$ à l'E.L.S

– Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]

$0,8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

❖ Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en flexion composée.

– Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

$G + Q$ à l'E.L.S

– Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.1-Ferraillage des poutres :

VI.1.1-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99 ver 2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$si : \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

situation accidentelle				situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.1.2- Armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% (b \times h)$
- Section d'armature maximale : $A_{max1}=4\% (b \times h)$ (Zone courante)
 $A_{max2}=6\% (b \times h)$ (Zone de recouvrement)

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40Φ en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

VI.1.2.1- Sens longitudinal Poutre Principale

❖ Armatures longitudinales « poutre principale (35x45) cm² »

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5 \times 35 \times 45 / 100 = \mathbf{7,875 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{max1} = 4\% (b \times h) = 4 \times 35 \times 45 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{max2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 35 \times 45 / 100 = \mathbf{94,5 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

Données :

- Largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 45 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$

- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

Les résultats seront résumés sous forme des tableaux :

Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales de rive (35×45)

Niveau	Position	Moments max (KN. m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (KN. m)	T max (KN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	24,79	59,74	2,41	59,74	59,26
	Travées	11,60	32,49	2,80	32,49	
étage courant	Appui	23,51	73,34	3,11	73,34	73,95
	Travées	10,71	49,43	4,61	49,43	
RDC	Appui	12,40	47,17	3,80	47,17	52,13
	Travées	3,98	33,01	8,29	33,01	

Tableau VI-2. Moments max des Poutres principales intermédiaires (35×45)

Niveau	Position	Moments max (KN. m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (KN. m)	T max (KN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	71,49	78,72	1,10	71,49	102,18
	Travées	65,96	49,72	0,75	65,96	
étage courant	Appui	80,83	93,84	1,16	93,84	105,57
	Travées	58,55	44,17	0,75	58,55	
RDC	Appui	70,44	58,14	0,82	70,44	107,94
	Travées	58,84	43,66	0,74	58,84	

VI.1.2.2- Sens transversale Poutre Secondaire

❖ Armatures longitudinales « poutre secondaire (35×40) cm² »

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = 7 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (b \times h) = 4 \times 35 \times 40 / 100 = 56 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 35 \times 40 / 100 = 84 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Tableau VI-3. Moments max des Poutres secondaires de rive (35x40) cm²

Niveau	Position	Moments max (kN. m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (kN. m)	T max (kN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	6,02	12	1,99	12	12,91
	Travées	5,32	9,96	1,87	9,96	
étage courant	Appui	8,75	19,17	2,19	19,17	17,79
	Travées	5,44	15,23	2,80	15,23	
RDC	Appui	3,95	12,23	3,09	12,23	12,92
	Travées	2,95	9,04	3,06	9,04	

Tableau VI-4. Moments max des Poutres secondaires intermédiaires (35x40) cm²

Niveau	Position	Moments max (kN. m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (kN. m)	T max (kN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	70,18	78,77	1,12	70,18	73,54
	Travées	35,38	45,40	1,28	45,40	
étage courant	Appui	73,75	68,48	0,93	73,75	99,34
	Travées	44,38	39,12	0,88	44,38	
RDC	Appui	28	52,13	1,86	52,13	77,13
	Travées	15,04	26,99	1,79	26,99	

VI.1.3-Exemple de calcul :

VI.1.3.1-Poutre principales (35x45) cm² :

➤ Sur appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 21,79 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 59,74 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 2,74 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

❖ Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59,74 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,963$$

❖ La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,74 \times 10^3}{0,963 \times 40,5 \times 348} = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} = 4,40 \text{ cm}^2 < A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 7,88 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 65,96 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 49,72 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,75 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

❖ **Le moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{65,96 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,081 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,958$

❖ **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,96 \times 10^3}{0,958 \times 40,5 \times 348} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} = 4,89 \text{ cm}^2 < A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 7,88 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

VI.1.3.2-Vérification :

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$ Condition Vérifiée

b) **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{59,26 \times 10}{35 \times 40,5} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,15} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

c) **Calcul des armatures transversales :**

c.1) **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{12,86 \text{ mm}; 35 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

c.2) **L'espacement :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1\right\} = \min\{11,25; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c-4) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,195; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{On prend } \begin{cases} A_t \geq 0,059S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2 \\ 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 59,74 \text{ kN}$$

$$M_{app} = 59,26 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{app}}{Z} = \frac{59,26}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 162,58 \text{ kn} > 55,04 \text{ kn}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 59,26 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10} = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(31 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 31 \text{ cm}$$

a = 31cm > 2,4 cm..... Condition Vérifiée

f) Entraînement des armatures :

f-1) Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 59,26kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40$ cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{59,26 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,61 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

f-2) Ancrage des armatures tendues :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre (b = 35 cm),

on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone I.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6\text{cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 17,98\text{kN.m}$$

$$A_s = 1,29\text{cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 19,35y - 783,675 = 0$$

$$\rightarrow y = 6,67\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{35 \times 6,67^3}{3} + (15 \times 1,29 \times (40,5 - 6,67)^2) = 25607,45\text{cm}^4$$

❖ **Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,98 \times 10^3}{25607,45} \times 6,67 = 4.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{17,98 \times 10^3}{25607,45} \times (40,5 - 6,67) = 38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$M_{Tmax} = 107,94 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(16.8+2,14) \times (4,60)^2}{8} = 50,09 \text{ KN.m (à l'ELS)}$$

$$A_s = 3,63 \text{ cm}^2$$

- $\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ h/L > M_t/10 M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,07 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$

VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres :

Tableau VI-5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive (35x45) cm²

Niveau	Position	Moment (kN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	59,74	3,8	7,88	3T14+3T14	9,24
	Travées	32,49	2,04		3T14+3T12	8,01
E.C	Appui	73,34	4,7	7,88	3T14+3T14	9,24
	Travées	49,43	3,13		3T14+3T12.	8,01
R.D.C	Appui	47,17	2,98	7,88	3T14+3T14	9,24
	Travées	33,01	2,07		3T14+3T12	8,01

Tableau VI-6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires (35×45) cm²

Niveau	Position	Moment (KN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	71,49	6,12	7,88	3T14+3T14	9,24
	Travées	65,96	5,63		3T14+3T12	8,01
E.C	Appui	93,84	6,08	7,88	3T14+3T14	9,24
	Travées	58,55	4,97		3T14+3T12.	8,01
R.D.C	Appui	70,44	6,03	7,88	3T14+3T14	9,24
	Travées	58,84	5		3T14+3T12	8,01

Tableau VI-7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive (35x40) cm²

Niveau	Position	Moment (KN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	12	0,85	7	3T14+2T14	7,7
	Travées	9,96	0,71		3T14+2T14	7,7
E.C	Appui	19,17	1,37	7	3T14+2T14	7,7
	Travées	15,23	1,08		3T14+2T14	7,7
R.D.C	Appui	12,23	0,87	7	3T14+2T14	7,7
	Travées	9,04	0,64		3T14+2T14	7,7

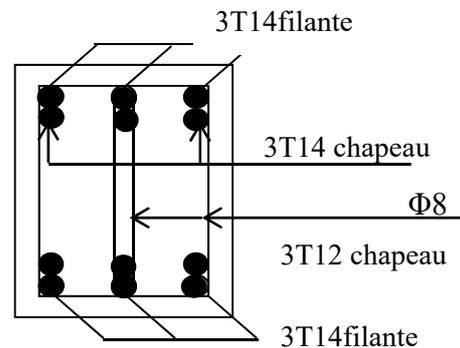
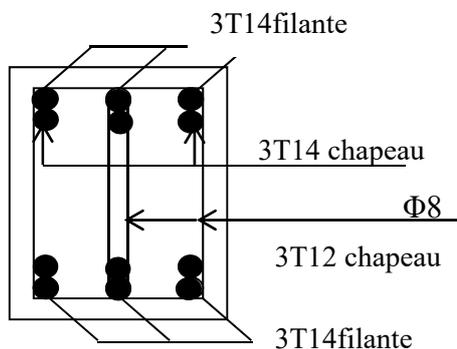
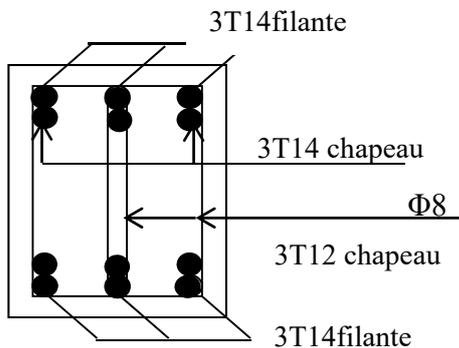
Tableau VI-8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (35×40) cm²

Niveau	Position	Moment (KN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	70,18	6,96	7	3T14+2T14	7,7
	Travées	45,40	3,33		3T14+2T14	7,7
E.C	Appui	73,75	7,34	7	3T14+2T14	7,7
	Travées	44,38	4,29		3T14+2T14	7,7
R.D.C	Appui	52,13	3,84	7	3T14+2T14	7,7
	Travées	26,99	2,57		3T14+2T14	7,7

Schémas des ferrillages :

En Appuis

En Travées

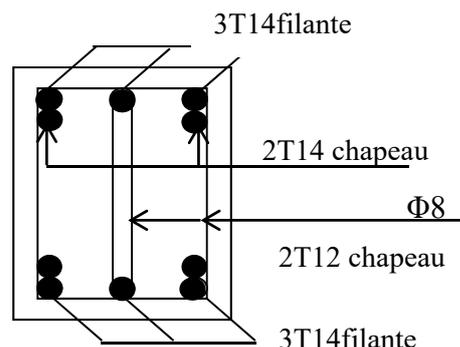
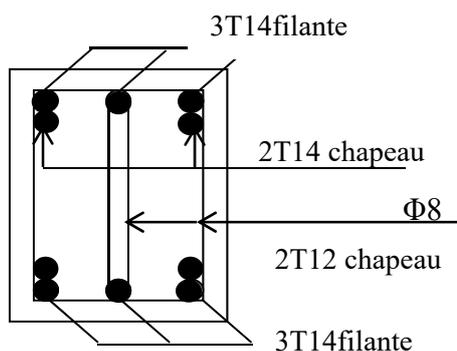
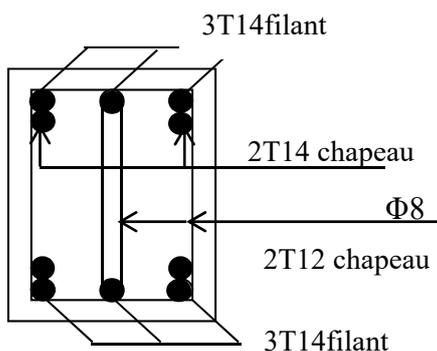


Terrasse

Etage courant

RDC

1. schéma de ferrillage des poutres principales



Terrasse

Etage courant

RDC

2. schéma de ferrillage des poutres secondaires

Figure VI-1. Schémas de ferrillage des poutres

VI.2-Ferrailage des poteaux :

VI.2.1-Méthode de calcul :

➤ Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\text{Sollicitations de 1}^{\text{ème}} \text{ genre (BAEL 91)} : \begin{cases} S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \\ S_{p1} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_3 \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_6 \end{cases}$$

situation accidentelle				situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.2.2-Ferrailage exigé par R.P.A 99 version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone Ia)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone Ia)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone Ia).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau.

Tableau VI-9. Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Amin=0,7%b.ht	Amax1=4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(35x35) cm ²	8,575cm ²	49cm ²	73,5 cm ²
(40x40) cm ²	11,2cm ²	64cm ²	96 cm ²

VI.2.3-Exemple de calcul :**VI.2.3.1-Poteau de rive (RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage)**

➤ Section (40x40) cm²

1.a-Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 40$ cm.
- hauteur de la section $h_t = 40$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile $d = 36$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI.2.3.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

$$N_{\max} = 1131,65 \text{ kN} \quad M_{\text{coresp}} = 3,909 \text{ kN.m}$$

❖ Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3,909/1131,65 = 0,0034 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1131,65 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0034 \right) = 184,91 \text{ kN.m}$$

a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1131,65 < 1836,43 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 184,91 < 753,94 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$N_{\min} = 108,66 \quad M_{\text{coresp}} = 4,66$$

• Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 4,66/108,66 = 0,042 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 108,66 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,042 \right) = 21,95$$

b) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 108,66 < 1836,43 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 21,95 < 28,41 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

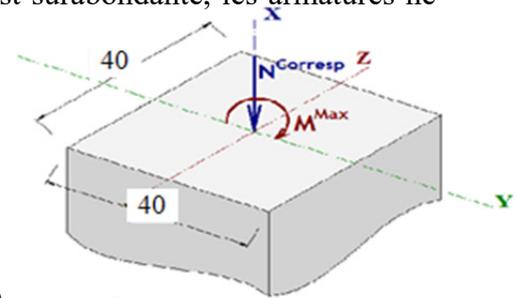
Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

$$M_{\max} = 51,54 \quad N_{\text{coresp}} = 696,93$$

- Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 38,792/696,93 = 0,055 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 696,93 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,055 \right) = 149,84$$



- c) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 696,93 < 1836,43 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 149,84 < 189,57 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

VI.2.3.3-Combinaisons du 2eme genre :

$$N_{\max} = 975,35\text{kN} \quad M_{\text{coresp}} = 8,65\text{kN.m}$$

- ❖ Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 8,65/975,35 = 0,008 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 975,35 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,008 \right) = 163,85$$

- a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 975,35 < 1836,43 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 163,85 < 511,56 \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$N_{\min} = 0,35\text{kN} \quad M_{\text{coresp}} = 0,961\text{kN.m}$$

- Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,961/0,35 = 2,74 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 0,35 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 2,74 \right) = 1,015$$

- b) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 0,35 < 1836,43 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 1,015 < 0,1259 \dots \dots \text{C.N.V} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_6

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - C)N_u - M_u = -0,89 \text{ kN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 259,70 \text{ kN.m} \end{cases} \rightarrow -0,89 < 259,70 \text{ C.V}$$

❖ Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,961 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,998$$

❖ La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,961 \times 10^3}{0,998 \times 36 \times 348} = 0,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,08 - \frac{0,35}{348} = 0,07 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 59,32 \text{ kN.m} \quad N_{\text{coresp}} = 314,74 \text{ kN}$$

❖ Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 59,32/314,74 = 0,188 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 314,74 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,188 \right) = 109,52$$

c) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 314,74 < 1836,43 \dots \dots \text{C.V} \\ M_u = 109,52 > 23,47 \dots \dots \text{C.N.V} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_6

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - C)N_u - M_u = -4,08 \text{ kN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 259,70 \text{ kN.m} \end{cases} \rightarrow -4,08 < 259,70 \text{ C.V.}$$

❖ Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59,32 \times 10^3}{40 \times 36^2 \times 14,17} = 0,080 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,958$$

❖ La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,32 \times 10^3}{0,958 \times 36 \times 348} = 4,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 4,94 - \frac{314,74}{348} = 4,03 \text{ cm}^2$$

VI.2.4-Les vérifications :**VI.2.4.1-Vérification de la contrainte de cisaillement**

- « Le poteau le plus sollicité (40x40) cm² »

$$T_{\max} = 40,20 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = 35,56 \times \frac{100}{40 \times 36} = 2,47 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,47 < \tau_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.2.4.2- Calcul des armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 \quad \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : **Φ8**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur égale à : } \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement :

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

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing L; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

c) Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_o$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,36 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_I \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 40,20 \times 10}{40 \times 235} = 1,6 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,36 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de RDC : **4Ø8** soit **S = 2,01 cm²**

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

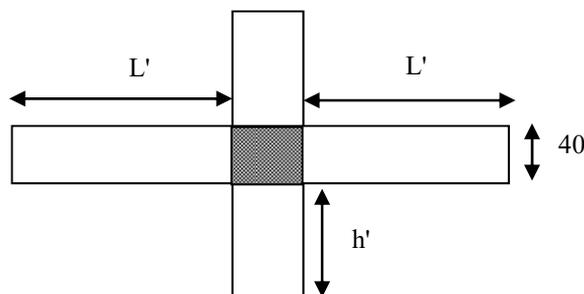


Figure VI-2. Zone nodale

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = \text{max}\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.3. Vérification de ferrailage selon Socotec (Bael R)

Le programme BAELR permet le calcul des sections rectangulaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composée.

Il permet :

- le calcul des sections d'aciers selon les règles BAEL 91 à l'État Limite Ultime (ELU)

- le calcul des contraintes aciers et béton selon les règles BAEL 91 à l'État Limite de Service (ELS).

Exemple de calcul

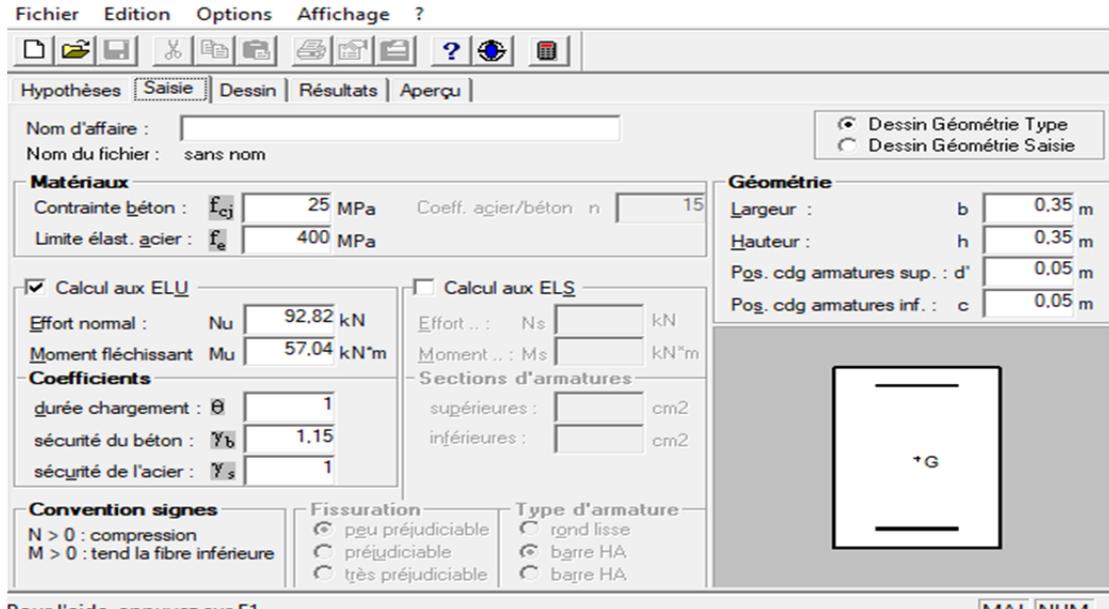


Figure VI-3. Fenêtre de déclaration des données générales sur Bael R

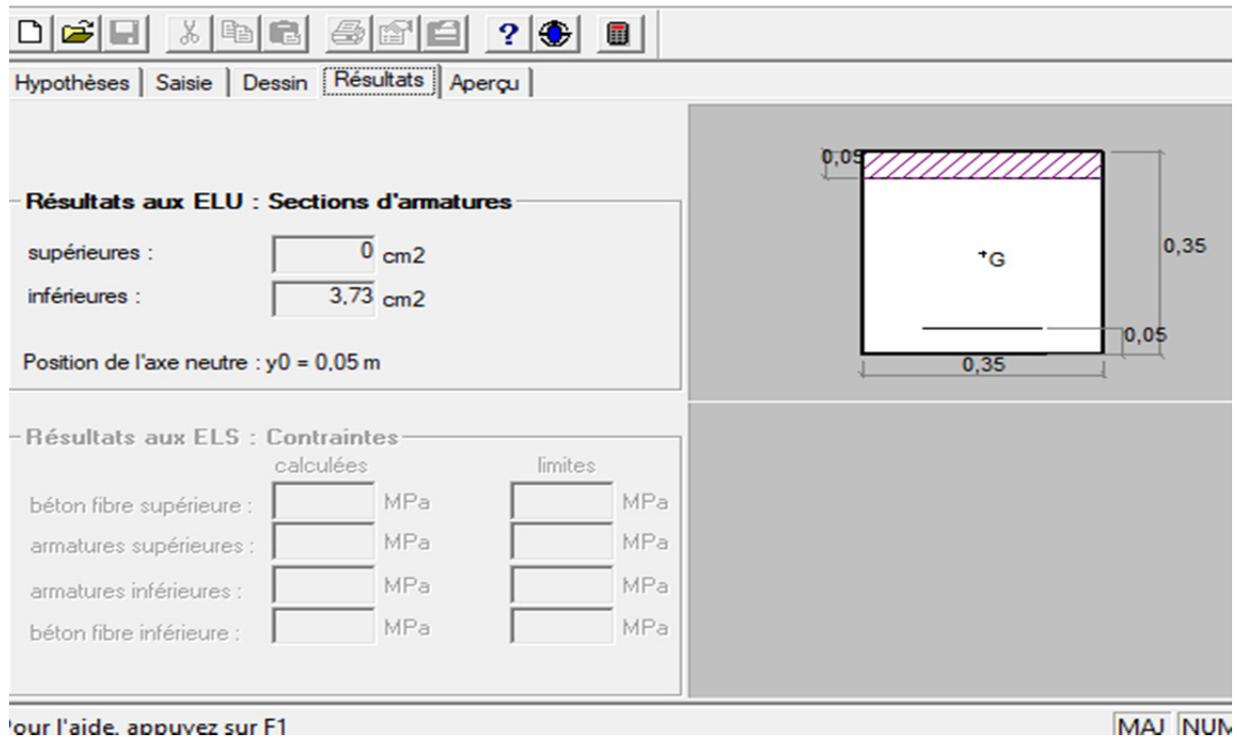


Figure VI-4. Fenêtre résultats de section des armatures selon Bael R

Tableau VI-10. Récapitulation du ferrailage des poteaux 1er genre

Étages	Efforts	Valeur en kN ; kN.m	As (calculer) (cm ²)	As (min) (cm ²)	Choix	As (cm ²)
RDC à 02 ^{ème} étage (40x40) cm ²	N _{max}	1131,65	0	11,2	4T16 + 4T14	14,20
	M _{corr}	3,909				
	N _{min}	108,66	0			
	M _{corr}	4,66				
	M _{max}	51,54	0			
	N _{corr}	696,93				
03 ^{ème} étage à 05 ^{ème} étage (35x35) cm ²	N _{max}	496,23	0	8,575	4T14 + 4T14	12 ,32
	M _{corr}	18,02				
	N _{min}	12,4	0,63			
	M _{corr}	7,87				
	M _{max}	54,82	4,04			
	N _{corr}	141, 1				

Tableau VI-11. Récapitulation du ferrailage des poteaux 2eme genre

Étages	Efforts	Valeur en kN ; kN.m	As (calculer) (cm ²)	As (min) (cm ²)	Choix	As (cm ²)
RDC a 02 ^{ème} étage (40x40) cm ²	N _{max}	975,35	0	11,2	4T16 + 4T14	14,20
	M _{corr}	8,65				
	N _{min}	0,35	0,06			
	M _{corr}	0,961				
	M _{max}	59,32	0,26			
	N _{corr}	314.72				
03 ^{ème} étage a 05 ^{ème} étage (35x35) cm ²	N _{max}	421,01	0	8,575	4T14 + 4T14	12 ,32
	M _{corr}	2,456				
	N _{min}	0,49	0,090			
	M _{corr}	1,13				
	M _{max}	57,04	3,73			
	N _{corr}	92,82				

Poteau (40x40) cm²
R.DC-3^{er} étage

Poteau (35x35) cm²
3^{eme} -5^{eme} étage



Figure VI-5. Dessin de ferrailages des sections des poteaux

VI.4. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres), et pour la confirmation de notre choix on à utiliser le programme Bael R Socotec :

- Les poutres sont calculées en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

Chapitre VII:

Étude des voiles

VII. Étude des voiles

Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VII.1-Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

- Ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

VII.2-Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)

2) 0,8G + E (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales

VII.3-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4-Ferrailage des voiles :

➤ Exemple de calcul :

❖ Épaisseur du voile : type1

$$a > \frac{h_e}{22} = 17 \text{ cm}$$

On prend: **a = 20 cm**

$$A = (0,20 \times 3,00) + 0,4^2 = 0,92\text{m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,00^3}{12} = 0,45 \text{ m}^4$$

$$V = 0,4 + \frac{3,00}{2} = 1,90 \text{ m}$$

$$A = 0,92 \text{ m}^2$$

$$I = 0,45 \text{ m}^4$$

$$V = 1,90 \text{ m}$$

$$N = 904,48 \text{ kN}$$

$$M = 21,90 \text{ kN.m}$$

$$T = 13,13 \text{ kN}$$

❖ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{904,48}{0,92} + \frac{21,90 \times 1,9}{0,45} = 1,0755 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{904,48}{0,92} - \frac{21,90 \times 1,90}{0,45} = 0,8906 \text{ Pa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

1- Calcul des armatures verticales :

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

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a (\text{mm})$

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a : $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **4T12 = 3,93 cm²/ml.**

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement de 20 cm.

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc **4 ϕ 8 par m^2** .

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 13,13 \times 10^3}{200 \times 300} = 0,306 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,306 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ **Condition Vérifiée**

Donc pas de risque de cisaillement

VII.5-Disposition des armatures :**1-armatures verticales :**

– Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

– La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

– A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On à $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

$$L=300 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 30 \text{ cm}$$

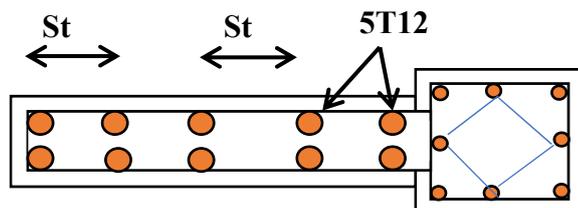


Figure VII-1. Disposition des armatures verticales dans les voiles

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5 a; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

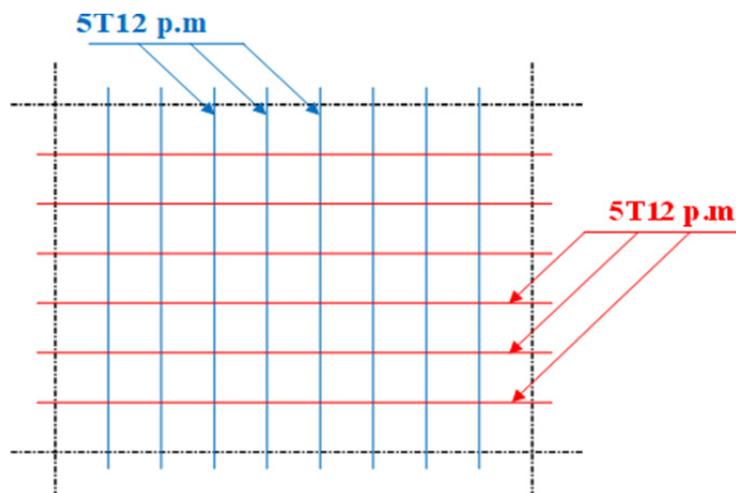


Figure VII-2. Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VIII:

Étude des fondations

VIII. Étude des fondations

Introduction

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

VIII.1-Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment $\left(S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\% \right)$.

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{sol}$

Avec : S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

VIII-2-Vérification du chevauchement

La surface du bâtiment est de : $S = 382 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 66,65\% > 50\% \dots \dots \dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3-Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.4-Pré-dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 4,60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 18,4 \text{ cm} \leq d \leq 23 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande d'un mètre linéaire.

$$v_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m. (Nu/s). L}{2} = \frac{1. (40723,65/382). 4,6}{2} = 245,19 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{245,19 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,163 \text{ m} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 0,163 \text{ m}$

Donc : $h \geq d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$

Soit : $d = 20 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$... on prend $h = 35$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35 cm , $h_t = 35 \text{ cm}$

c) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 371,21 \text{ m}^2$

d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \right\} \Rightarrow 51,11 \text{ cm} \leq h \leq 76,67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm}$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 4,60 \text{ m}$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$= 25 [(0,35 \times 371,21) + (0,7 \times 0,35 \times 256,7)] = 4820,375 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 4820,375 + 29791,65 = 34612,025 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 93,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; \text{Condition Vérifiée}$$

f) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,010 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,010}{500 \times 0,35}} = 5,207 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,18 \text{ m} ; \text{Condition Vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nus des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Évaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{34612,025}{371,21} = 93,24 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,7 = 17,5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 75,74 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 75,74 \text{ kN/m}^2$$

VIII.4.1 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$. Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$: La dalle portante suivant les deux directions.

➤ Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

❖ Moment en travée :

$M_t = 0,85M_0$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_0$panneau intermédiaire.

❖ Moment sur appuis :

$M_a = 0,4 M_0$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$appuis intermédiaires.

2^{ème} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y < 0,4$: La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

VIII.4.2-Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4,40/4,60 = 0,95 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,956 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0410 \times 75,74 \times 4,40^2$$

$$M_{ox} = \mathbf{60,12 \text{ KN.m}}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,8875 \times 60,12$$

$$M_{oy} = \mathbf{53,35 \text{ KN.m}}$$

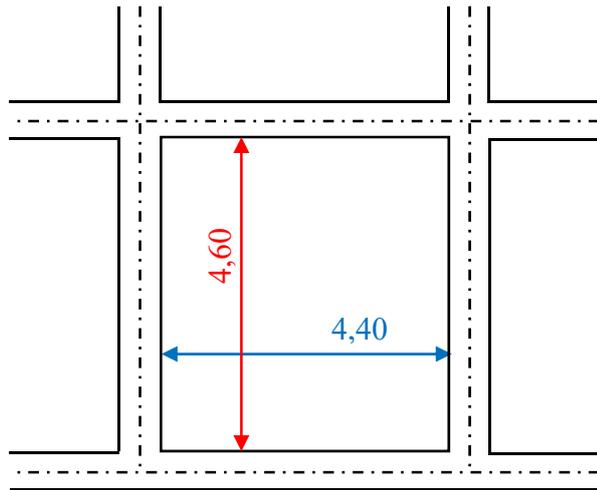


Figure VIII-1. Schéma du panneau le plus défavorable

❖ En travée :

➤ Sens x :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 60,12 = 45,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,09 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0795 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45,09 \times 10^3}{0,958 \times 20 \times 348} = 6,76 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T14 / ml, A = 7,70 cm²/ml, St = 20 cm**

➤ Sens y :

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 53,35 = 45,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,35 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,080 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45,35 \times 10^3}{0,958 \times 20 \times 348} = 6,16 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T14 / ml, A = 7,70 cm²/ml, St = 20 cm**

❖ Sur appui :

➤ Sens x :

a) Appui intermédiaire :

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 69,95 = 30,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30,06 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,06 \times 10^3}{0,9725 \times 20 \times 348} = 4,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St = 25 cm

➤ Sens y :

a) Appui de rive :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,3M_{oy} = 0,3 \times 53,35 = 16,005 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,005 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,005 \times 10^3}{0,986 \times 20 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St = 25 cm

b) Appui intermédiaire :

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 53,35 = 26,675 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,675 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \beta = 0,9755$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,675 \times 10^3}{0,9755 \times 20 \times 348} = 3,9288 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, St = 25 cm

VIII.4.3-Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : St ≤ min [3h ; 33 cm]

$$St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.5-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (Y) :

$$L_{max} = 5,00 \text{ m}$$

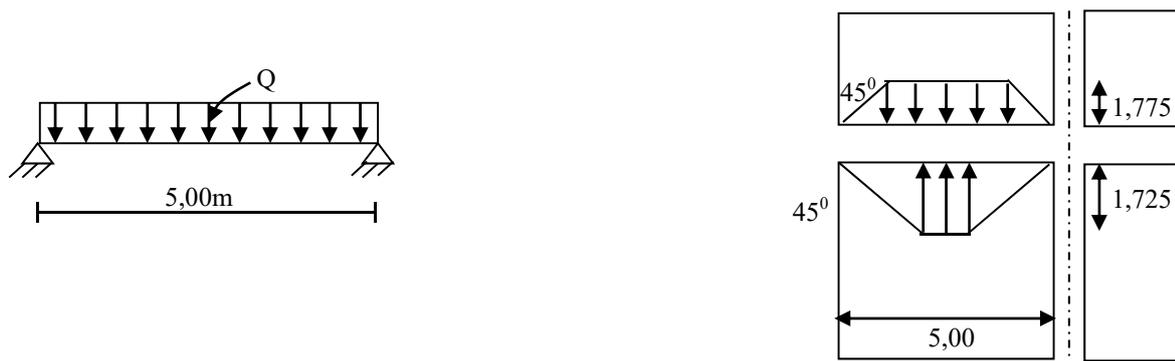


Figure VIII-2. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

❖ Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 4,40 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 4,60 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 3,00 \text{ m}$$

$$Q = 75,74 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{75,74}{2} \left[\left(1 - \frac{4,40^2}{3 \times 4,60^2} \right) 4,40 + \left(1 - \frac{3,00^2}{4,60^2} \right) 3,00 \right] = 181,09 \text{ kN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{181,09 \times 4,60^2}{8} = 478,98 \text{ kN.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 478,98 = 407,135 \text{ kN.m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{407,135 \times 10^3}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,206 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,206 \Rightarrow \beta = 0,883$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{407,135 \times 10^3}{0,883 \times 63 \times 348} = 21,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{ème} \text{ lit } 4T20 \\ 3^{ème} \text{ lit } 4T16 \end{cases} \quad A = 33,18 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

• **Appui intermédiaire :**

$$M_{a\text{ inter}} = 0,5M_0 = 0,5 \times 478,98 = 239,49 \text{KN.m} ; b = 35 \text{cm} ; h = 70 \text{cm} ;$$

$$d = 63 \text{cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{239,49 \times 10^3}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,12 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,12 \Rightarrow \beta = 0,9355$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{239,49 \times 10^3}{0,9355 \times 63 \times 348} = 11,676 \text{cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil + (4T20) chap. ; A = 25,14 cm².

• **Appuis de rive :**

$$M_{a\text{ rive}} = 0,2M_0 = 0,2 \times 478,98 = 95,796 \text{KN.m} ; b = 34 \text{cm} ; h = 70 \text{cm} ;$$

$$d = 63 \text{cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{95,796 \times 10^3}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{95,796 \times 10^3}{0,975 \times 63 \times 348} = 4,48 \text{cm}^2$$

On adopte : (4T20) ; A = 12,57 cm².

b. Sens transversal (X) :

$$L_{\text{max}} = 4,80 \text{m}$$

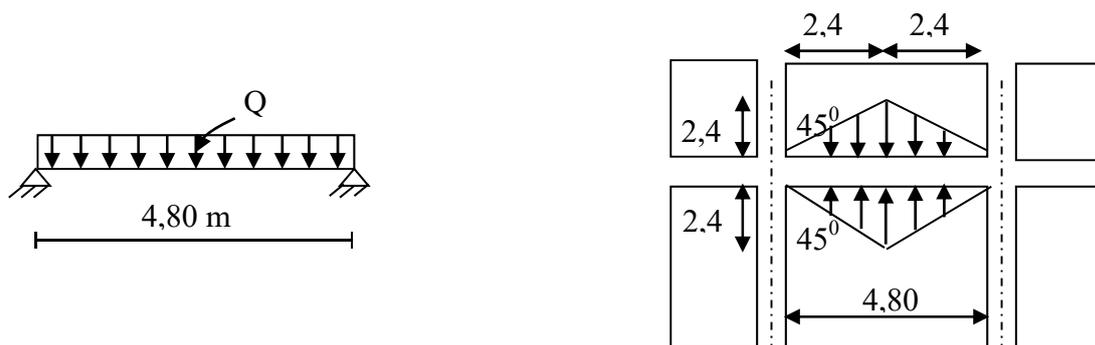


Figure VIII-3. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

• **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1 \quad ; \text{ Tel que : } Lx_1 = 4,40 \text{ m} ; Q = 75,74 \text{ kN/m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 75,74 \times 4,40 = 222,17 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{222,17 \times 4,40^2}{8} = 537,65 \text{ kN.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \times 537,65 = 403,23 \text{ kN.m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; \\ d = 63 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{403,23 \times 10^3}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,204 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,204 \Rightarrow \beta = 0,885$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{403,23 \times 10^3}{0,885 \times 63 \times 348} = 20,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{er} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{éme} \text{ lit } 4T20 \\ 3^{éme} \text{ lit } 4T16 \end{cases} \quad A = 33,18 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui :

• Appui intermédiaire :

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_0 = 0,5 \times 537,65 = 268,825 \text{ kN.m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; \\ d = 63 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{268,825 \times 10^3}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,1365 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,1365 \Rightarrow \beta = 0,927$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{268,825 \times 10^3}{0,927 \times 63 \times 348} = 13,227 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil + (4T20) chap. ; A = 25,14 cm².

• Appuis de rive :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,2M_0 = 0,2 \times 537,65 = 107,53 \text{ kN.m} ; b = 35 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; \\ d = 63 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{107,53 \times 10^3}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,0546 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0546 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{107,53 \times 10^3}{0,972 \times 63 \times 348} = 5,045 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) ; A = 12,57 cm².

❖ **Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre $h_a < 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a=60 \text{ cm}$ vu qu'il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.6-Contrainte de cisaillement :• **Calcul de l'effort tranchant :**a) **Sens longitudinal :**

$$T = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_y}\right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}}{2L_y}\right) \cdot L_{x2} \right] = \frac{75,74}{2} \left[\left(1 - \frac{4,40}{2 \times 4,60}\right) 4,40 + \left(1 - \frac{3,00}{2 \times 4,60}\right) \cdot 3,00 \right]$$

$$= 163,22 \text{ KN.}$$

b) **Sens transversal :**

$$T = \frac{Q}{2} L_{x1} = \frac{75,74}{2} 4,40 = 166,628 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 166,628 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{166,628 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,63} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.7-Armatures transversales :**Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(20 \text{ mm}; 16 \text{ mm}; 35 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 12 \text{ mm}$$

a) **Espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = \min(17,5 \text{ mm}; 19,20 \text{ mm}) = 17,5 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 17,5 \text{ mm}$$

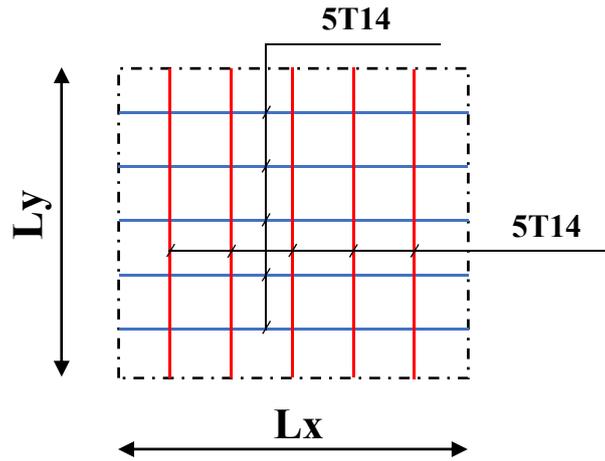
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8 \cdot A_t}$$

$$f_e \geq \frac{35(0,75 - 0,3 \times 2,1)17,5}{0,8 \times 4,52} = 20,32 \text{ MPa}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T12, A=4,52cm²/m.**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,375; 0,4) = 0,375 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,52 \times 400}{35 \times 17,5} = 2,95 \text{ MP} > 0,375 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$



Figures VIII.4 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

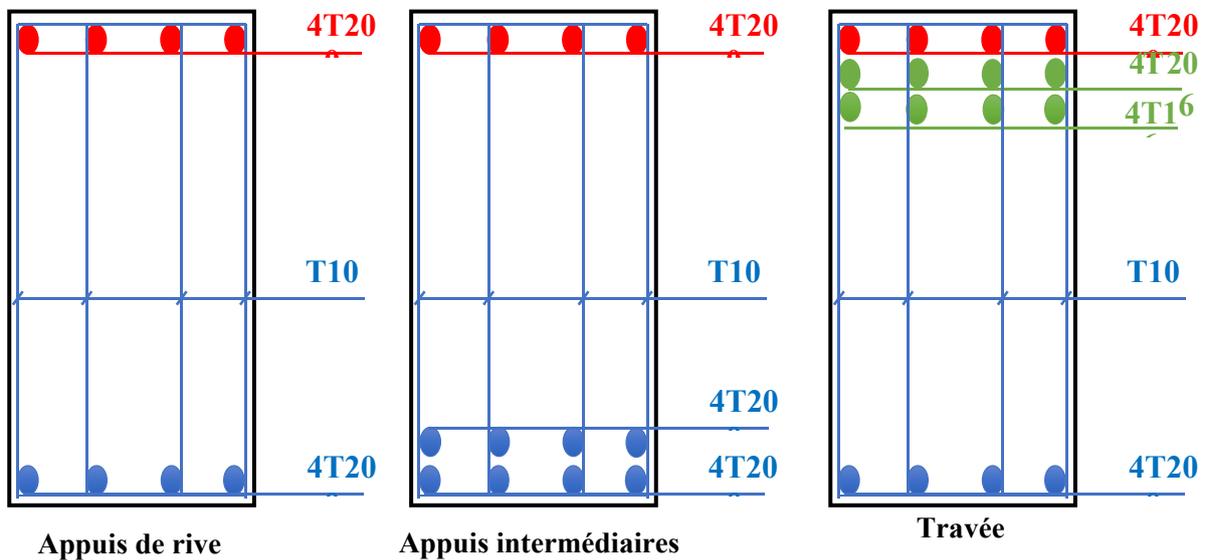


Figure VIII.5 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

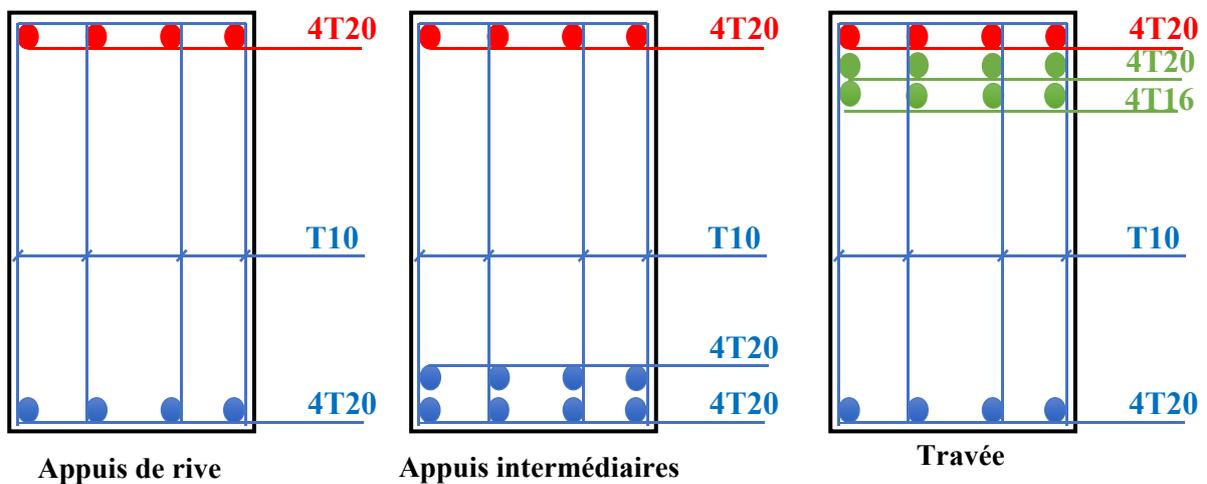


Figure VIII.6 : Ferrailage de la poutre de libage (sens Transversale)

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle et nous a aussi permis de mettre en application de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire de cinq années, en respectant les règlements de la construction (RPA99 Version 2003, BAEL91/99 ,CBA 93) et les réglementations algériennes régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous a conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), par exemple : ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie et WORD, EXCEL, RDM-6 et SOCOTAC.

En fin nous espérons que cette étude servira de références pour les étudiants et les futurs Master II en Génie Civil.

Bibliographie et Références

Bibliographies et références

Livres et règlements :

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.
- 📖 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 1993.
- 📖 Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48
- 📖 DTR BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées 1999.
- 📖 Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation 1988.

Mémoires :

- 📖 Étude d'un bâtiment R+6 à usage multiple situé à Tissemsilt, Université de Tiaret.
- 📖 Eude d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation situé à Tiaret, Université de Tiaret.
- 📖 Étude d'un bâtiment R+8 à usage multiple, Université de Tiaret.

Cours :

- 📖 Polycopié, Béton armé Mr : MIMOUNI Mohamed, 1^{er} Année Master (2020-2021), Université de Tiaret. Algérie.

Logiciels :

- 📖 Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- 📖 AutoCAD
- 📖 SOCOTEC
- 📖 EXCEL
- 📖 WORD
- 📖 RDM-6.