



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

BOUKHARI Iman

GUISSI Fatma

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION EN R+7
IMPLANTE A EL BAYADH**

Soutenu publiquement le/09/2020 devant le jury composé de :

Mr,	A.SAOULA	Président
Mr,	K.BOUAKKAZ	Rapporteur
Mr,	T.BENSATTALAH	Examineur
Mr,	M. ZIDOUR	Examineur
Mr,	T.H.DAOUADJI	Examineur

PROMOTION : 2019/2020

Remerciement

Pour assurer cette thèse.

Au terme de ce travail, nous remercions le bon dieu qui m'a donné la force et la volonté d'achever cette recherche

*Mes plus vifs remerciements vont en premier lieu à Monsieur de **BENSATALAH TAYAB** et **BOUAKKAZ KHALED** nos 'avoir proposé le présent sujet, de nos avoir encadré et dirigé attentivement notre travaux, ainsi pour l'attention, le dévouement et la confiance accordée. nous voudrions encore remercier notre proches, notre famille qui est source d'inspiration suprême, qui a souvent cru en notre et qui ne nos avons jamais abandonné, et sans avoir douté de notre capacités.*

Nous tiens à remercier tous les membres de jury qui ont consacré une partie de leurs temps précieux à examiner notre travail

Nos gratitude s'adresse aussi à tous notre amis qui nos ont encouragé de continuer nos études à l'université

Sans oublier de remercier tous les enseignants de la faculté de sciences appliquées département de génie Civil à TIARET pour leurs patience et servitude. Ils ont contribué à nous transmettre leur savoir Notre remerciements les plus sincères s'adressent à toute personne ayant façonné notre vie et ayant contribué d'une manière ou d'une autre à l'achèvement de ce travail

Dédicaces

Avec joie , fierté et respect, je dédie cette mémoire :

À mon cher père(ABEDELKADER)

Et particulièrement à ma chère mère(GOUTA)

À mon frère(TAHIR), et mes sœurs

(BAKHETA ,HALIMA,KHEIRA ,NACERA),

A mes amis: FATIHA ,HAOUARIA ,ASMA ,IKRAM

À ma binôme « BOUKHARI IMAN » et toute sa famille.

*Enfin je le dédie à tous nos amis (es) et toute la promotion de
master2 génie civil.*

*-A tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la
réussite*

GUISSI FATMA



Dédicaces



Avec joie , fierté et respect, je dédie cette mémoire :

À mon cher père(DJAMEL)

Et particulièrement à ma chère mère(YAMINA)

*À mes frère(MOHAMED ,FAYCEL,TAREK), et ma
sœur(ANEFAL),*

A mes amis: FATIHA ,HAOUARIA ,ASMA ,IKRAM

À ma binôme « GUISSI FATMA » et toute sa famille.

*Enfin je le dédie à tous nos amis (es) et toute la promotion de
master2 génie civil.*

*-A tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la
réussite*

BOUKHARI IMAN

المخلص :

في اطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة ذات بنية خرسانية مكونة من طابق أرضي وسبع طوابق. هذا الإنجاز بولاية البيض المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف I . استقرار البناية مضمون و محقق بواسطة عارضات ذاتية الاستقرار والجدران المسلحة. اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA99/V2003,BAEL91modifie 99...)

تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء وهم:

الجزء الاول:البدا بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الابعاد الاولية للعناصر المكونة لها و عرض خصائص المواد و حمولة كل عنصر .

الجزء الثاني:دراسة العناصر الاساسية و الثانوية للمبنى

الجزء الثالث: دراسة زلزالية

الجزء الرابع:دراسة البنية التحتية للمبنى

Résumé :

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet du fin d'étude, on a étudié un bâtiment constitué d'un RDC et sept étages à usage d'habitation .ce projet est implanté à El-Bayadh qui est classée en zone I

La stabilisation du bâtiment est assuré par un système de portique auto stable plus voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (**RPA99V2003, BAEL91 modifié99...**).

Ce projet est structuré comme suit :

Première partie : Une description général du projet ensuite le pré-dimensionnement les éléments de l'ouvrage, et enfin la descente des charge

Deuxième partie : Calcul et ferrailage des éléments structuraux et non structuraux

Troisième partie : Étude sismique

Quatrième partie : Etude de l'infrastructure

Abstract:

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building consists of a ground floor and 7 stories for use .This project is located in El-Bayad which is classified as seismic **zone I** .

The stabilization of the building is provided by a system of stable self and bracing sails.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (**RPA99/V2003, BAEL91...**)

This project is structured as follows:

First part: a general description of the project then the pre-dimensioning of the elements of the structure, and finally the load descent.

Second part: Calculation and reinforcement of structural and non-structural elements .

Third part : Seismic study.

Fourth part: Infrastructure study.

Table de matière

Remerciement	
ملخص	i
Résumé	ii
Abstract	iii
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Notations et symboles	
Introduction générale	

Chapitre I :

Présentation de projet

Introduction	01
I.1- Présentation de l'ouvrage	01
I.1.1- Caractéristiques géométriques	01
I.1.3- Caractéristique géotechnique du sol	01
I.1.4- Ossature et système constructif adopté	02
I.2- Caractéristiques des matériaux	03
I.3.1- Résistance mécaniques	03
I.4- Etats limites	07
I.4- Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites	10

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1-Introductio	11
II.2-Pré dimensionnement du plancher	11
II.3 Descente de charges	11
II.4 Pré dimensionnement des poutres	15
II.5 Pré dimensionnement des poteaux	17
II.6 Pré dimensionnement des voiles	19
II.7 Tableau récapitulatif	20

Chapitre III :
Calcul des éléments non structuraux

III.1-Etude de l'acrotère	21
III.2-Etude des Escalier	26
III.3-Etude des balcons	49
III.3 L'ascenseur	64

Chapitre IV :
Calcul des planchers

Introduction	77
IV.1 Dimensionnement des poutrelles	80
IV.2 Méthode de calcul des poutrelles	84
IV.3 Calcul des poutrelles des plancher et des étages courants	89
IV.4. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U	100
Dessin de ferrailage des poutrelles	117

Chapitre V :
Etude sismique

V.2 Introduction	120
V.3 Méthode de calcul	121
V.4 Evaluation des efforts sismiques	123
V.7.Calcul de la force sismique totale RPA99	125
Calcul des masses de la structure	128
Conclusion	134

Chapitre VI: Etude des portiques

VI. Etude des portiques	135
VI.1.Les combinaisons de calcul	135
VI.2 Ferrailage des poutre	135
VI.6 Ferrailage des poteaux	146
VI-3.1. 2. Calcul d'un poteau	148

Chapitre VII: Etude des voiles

VII.1 Introduction	155
VII.2 Le système de contreventement	155
VII.3 Le principe de calcul	156
VII.4 Ferrailage des voiles	158
VII.5 Vérification	159
VII.6 Disposition des armatures	160
VII. .6.3.Armatures transversales	161

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Introduction	162
VII.1. Calcul du radier	163
VII.2 . Pré dimensionnement du radier	163
VIII.3.Ferrailage du radier	165
VIII.3.3.Ferrailage des poutres de libages	167
VIII.3.5. Les verifications	169

Conclusion Générale

Références Bibliographiques

LISTE DES FIGURES

Figure.I.1 : Diagramme parabole – rectangle	05
Figure. I.2 : Diagramme rectangulaire	05
Figure .I.3 : Diagramme de déformations – contraintes	07
Figure. I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section - Règles trios pivots	09
Figure II.1: Plancher corps creux	11
Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible	12
Figure II.3: Plancher R.D.C et étage courante	12
Figure II.4: Remplissage extérieur	13
Figure II.5:La section le plus sollicité du poteau	17
Figure III.1.1 : Dimensions de l'acrotère	21
Figure III.1.2 : Evaluation les surcharges	21
Figure III.1.3 : Ferrailage d'un acrotère	25
Figure III.2.1:schéma détaillée un escalier	26
FigureIII.2.2: schéma explicatif	27
FigureIII.2.3: schéma statique d'escalier type 01	27
Figure III.2.4:schéma statique d'une volée + paliers	29
Figure III.2.5.: diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant	30
Figure III.2.6: schéma statique d'une volée + paliers	30
Figure III.2.7: schéma statique d'escalier type 02	35
Figure III.2.8: schéma statique d'une volée + 2paliers	35
Figure III.2.9: diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant	37
Figure III.2.10:schéma statique d'une volée + 2paliers	38
Figure.III.2.11.: ferrailage d'escalier type 02	41
Figure III.2/3.1.: la poutre palière	42
Figure III.2/3.2.: schéma statique d'une poutre palier	4
Figure III.2/3.3.: ferrailage de la poutrepalier	47
Figure III.3.1 : Schéma explicatif d'un balcon	48
Figure III.3.2 : Schéma explicatif d'un balcon	48

Figure III.3.3 : Schéma explicatif d'un séchoir	49
Figure III.3.4 :Schéma explicatif d'un séchoir	49
Figure III.3.5 : schéma de ferrailage du balcon	62
Figure. III.4.1: Schéma d'un ascenseur	63
Figure III.4.2 : Schéma d'un ascenseur	64
Figure. III.4.3: Répartition des charges	67
Figure. III.4.4 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	67
Figure.III.4.5: Dessin montrant la concentration des charges	68
Figure. III.4.6 : Moments de la dalle	69
Figure. III.4.7 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	76
Figure IV.1 : Plancher à corps creux	77
Figure IV.2 : Composition du plancher	78
Figure IV.3 : corps creux	78
Figure IV.4 : poutrelle en béton armé	79
Figure IV.5 : La dalle de compression	79
FigureIV.6 : détaille d'un plancher en corps creux	80
Figure IV.7 : coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle	80
Figure: IV.8. Coupe transversale de poutrelle	81
Figure IV.9.Schéma d'une Poutre	83
Figure. IV.10 : Schéma explicatif	84
Figure IV.11.: Schéma explicatif	85
Figure.IV.12 : Schéma explicatif	86
Figure.IV.13. : Schéma explicatif	86
Figure.IV.14. : Schéma explicatif	87
Figure.IV.15: Schéma explicatif	87
FigureIV.16 :schéma explicatif	88
Figure IV.17. : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]	92
Figure IV.18: Diagramme des efforts tranchant T [KN	93
Figure IV.19 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants	96
Figure: IV.20. Coupe transversale de poutrelle	99
Figure - III.21 :Diagramme des contraintes à E.L.S	101
Figure IV.22 : Schéma de la bielle d'about	105

Figure IV.23: Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]	110
Figure IV.24: Diagramme des efforts tranchant T [KN]	111
Figure. IV.25: Dessin de ferrailage des poutrelles	117
Figure.V.1 : modélisation de la structure dans l'ETABS	123
Figure.V.2 : Dispositions des voiles de contreventement	124
Figure .V.3 : Spectre de réponse	126
Figure.V.4: Mode 1: Translation selon X-X	125
Figure. V.5: Mode 2: Translation selon Y-Y	128
Figure. V.6: Mode 3: La torsion	129
Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales	144
Figure VI.2 :Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires	145
Figure VI.3 : Ferrailage de poteau	152
Figure VI.4 : La zone nodal	154
Figure : VI- 5 :Dessin de ferrailages des sections des poteaux	154
Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux	158
Figure VI.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles	160
Figure .VII.3 :Disposition du ferrailage du voile	161
Figure. VII. 1 : Schéma du panneau le plus défavorable	166
Figure .VII.2 : Ferrailage de la poutre suivant les deux sens	170

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :déformartion limites du pivots	08
Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse	12
Tableau II.2: Les charges permanentes du plancher R.D.C et étage courante	13
Tableau II.3: Les charges permanentes du Murs de façade (extérieur)	13
Tableau II.4: Les charges permanentes du Murs (intérieur)	14
Tableau II.5: Les charges permanentes	14
Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation	14
Tableau II.7 :Dégression des surcharges	15
Tableau II.8:Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	20
Tableau III.2.1 : charge permanente de palliasse	28
Tableau III.2.2 :Charge permanente de palier	28
Tableau III.2.3 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants	29
Tableau III.2.4 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants	31
Tableau III.2.5 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants	36
Tableau III.2.6 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants	39
Tableau III.3.1 : charge permanente du balcon	49
Tableau III.3.2 : Illustratif pour calculer les moments	55
Tableau III.3.3 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants	55
Tableau III.3.4 : Illustratif pour le choix de ferrailage	56
Tableau III.3.5 : Illustratif pour calculer les moments en travée et sur appui	58
Tableau III.4.1 : Poids des composants de l'ascenseur	65
Tableau III.4.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)	68
Tableau III.4.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S)	73
Tableau IV.1. : Récapitulatifs des résultats des moments fléchissant et efforts tranchant des poutrelles type01	93
Tableau IV.2. détermination des résultats des moments fléchissant et efforts tranchant par méthode forfaitaire des poutrelles types (04 ;05 ;06)	94
Tableau IV.3. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (03) à l'E.L.U	97
Tableau IV.4. détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles type (02) à l'E.L.U	98

Tableau IV.5. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles type (02) A l'.E.L.S	99
Tableau IV.6. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode des trois moments des poutrelles types (02,03,04,05,06) A l'.E.L.U	111
Tableau IV.7. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode des trois moments des poutrelles A l'.E.L.S	112
Tableau.V.1 : pourcentage d'amortissement critique	126
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	127
Tableau.V.3 :les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal)	132
Tableau.V.4 :les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens transversal)	132
TableauV.5: l'effet P- - Sens longitudinal-	133
TableauV.6 : l'effet P- - Sens transversal	134
Tableau VI- 1 : Ferrailage et coffrage poutre principale(30 x 40)	141
Tableau VI- 2 : Ferrailage et coffrage poutre principale(30x40)cm ²	141
Tableau VI- 3 :Ferrailage et coffrage poutre secondaire (25x35) cm ²	142
Tableau VI- 4: Ferrailage et coffrage poutre secondaire (25x35) cm ²	142
Tableau VI.5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	142
Tableau .VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires	143
Tableau .VI.7: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rives	143
Tableau .VI.8 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires	143
Tableau VI -9. Armatures minimales pour les poteaux	147
Tableau VI -10. :Sollicitations du premier genre	147
Tableau VI -11. Sollicitations du deuxième genre	147
Tableau VI -12. Ferrailage des poteaux	152
Tableau. VII. 1: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale	168
Tableau. VII. 2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale	169

Notations et symboles :

<u>Symboles</u>	<u>Signification</u>
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_0	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
$M_{\dot{a}x}$	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'E.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_0	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_0	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_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à-j-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
\bar{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
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque
leur	contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s)
Π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit

$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS
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



Introduction général :

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière a :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister –pour des degrés de fiabilité – à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation ; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au (**RPA99/version 2003,BAEL91modifie 99...**)).



Chapitre I

Présentation de projet



Chapitre I : Présentation de projet

Introduction :

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation d'un rez-de-chaussée et de 07 étages .

Le problème posé est d'assurer la stabilité ,l'économie et la résistance de notre construction aux différentes effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail ce structure comme suit :

- * Etude préliminaire du pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et plancher) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles périphérique).
- * Calcul complet et détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- * Etude des rigidités, suivie d'une étude sismique. En plus, le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure.
- *Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général; voile périphérique et voile).

I.1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment en béton armé (R+07) à usage d'habitation .

Cet ouvrage sera implanté à El-Bayadh classée selon le (RPA99/V2003) comme étant une zone de faible sismicité (zone I).

I.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

-Longueur total du bâtiment.....	27.3m
-Largeur total du bâtiment.....	27.3m
-Hauteur total du bâtiment.....	24.48 m
-Hauteur du R.D.C.....	3.06 m
-Hauteur des étages courants.....	3.06m
-Hauteur d'acrotère	0.7m

I.1.2- Présentation de la structure :

Le bâtiment est à usage d'habitation.

Tous les étages comportent chacun deux appartements de type F3.

La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un Contreventement mixte.

Les planchers sont constitués par des dalles pleines en béton armé et un plancher en corps creux.





I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol:

Le bâtiment est implanté à El-Bayadh , zone classée par le RPA 99/version 2003 Comme une zone de faible sismicité (Zone I).

Il appartient au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importances moyennes).

Le site est considéré comme un site meuble

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,4 \text{ bars}$

La profondeur de l'ancrage $D = 2,5 \text{ m}$

Le poids spécifique du sol $\gamma = 18 \text{ kn / m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$

La cohésion du sol $C = 120 \text{ kpa}$

I.1.4- Ossature et système constructif adopté :

I.1.4.1- Ossature :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 17 mètres en

Zone I, le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) ou voile.

I.1.4.2- Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux

I.1.4.3- Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

I.1.4.4- Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont faites en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

I.1.4.5- Balcon :

Dans notre structure les balcons sont représentés par différent forme

I.1.4.6- Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.





I.1.4.7- Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.1.5- Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est : σ_{sol} (1,4bars) ;D (2m)

I.2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1-Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du 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.

Le béton armé utilise dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règle technique de conception et de calcul des structures comme les règles B.A.E.L.91 et R.P.A 99.

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est la suivant:

- 350 Kg de cimentCPA 325
- 400 L de sable.....dg \leq 5 mm
- 800 L de gravillons.....dg \leq 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une Centrale à béton.

1.2.2- Les composants :

a) Ciment :

Ce sont des poudres fines obtenues par le cuisant à haute température ($1400^{\circ}c$), après broyage d'un mélange minérale calcaire plus argile dont les propriétés bien définie. Le ciment résulte du mélange de plusieurs constituants dont principale est le clinker.

Dans notre projet on utilise un béton peut contrôler et dosé à $350 \text{ kg}/m^3$ à base de ciment portland.

b) Granulats :

Les granulats sont des matériaux inertes ou stériles qui constituent le squelette du béton. Ils sont classés en fonction de la grosseur des grains : sables, gravillons, cailloux. Ces diamètres sont





déterminés par tamisage à l'aide d'un tamis à mailles carrées normalisées dont les dimensions s'échelonnent de **0,08 mm à 0,8 mm**.

Dans notre projet on a :

- La grosseur de gravier C_g comprise entre **3 mm** et **25 mm**.
- Le sable doit être propre constitué de grains dont la grosseur est **< 5mm**.

c) Eau de gâchage :

L'eau intervient dans plusieurs niveaux de la composition du béton, entre autre pour.

- Hydrater le liant afin de permettre la prise et le durcissement.
- Mouiller les granulats en vue d'une meilleure adhérence du mortier.
- Faciliter le malaxage puis la mise en œuvre.

I.3.1.- Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression :

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

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$
- pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- pour notre étude on prend. $f_{c28} = 25$

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "**j**" jours est conventionnellement définie par la relation: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (1)

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

I.3.1.2- Déformation et contraintes de calcul :

- Etat limite 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.





a- Diagramme parabole – rectangle :

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

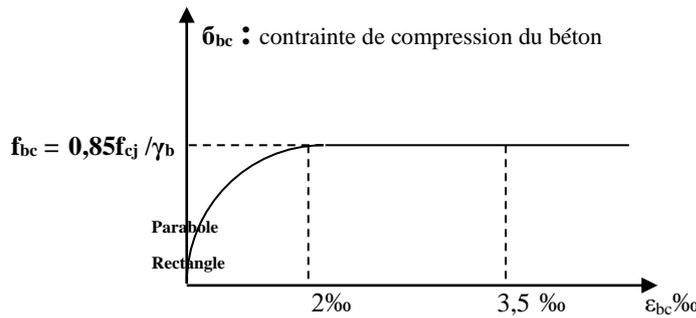


Figure.I.1 : Diagramme parabole – rectangle :

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression
- f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{ ‰}$
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- γ_b : Coefficient de sécurité
- $\gamma_b = 1,5$ cas générale
- $\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Remarque:

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 caractéristique obtenues par essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire :

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

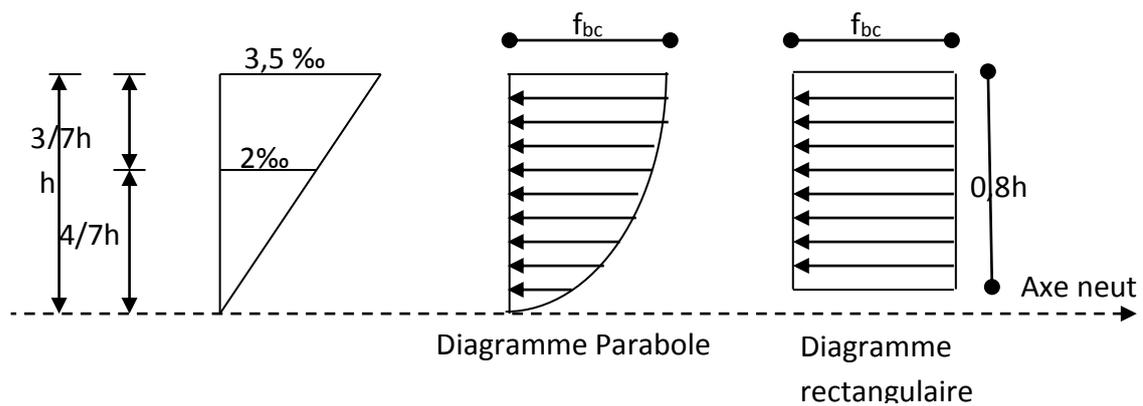


Figure. I.2 : Diagramme rectangulaire

I.3.1.3-Contrainte admissible de cisaillement:

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.





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

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d \quad \text{avec : } (b_0 : \text{largeur de la pièce ; } d : \text{hauteur utile})$$

I.3.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton:

➤ **Module de déformation instantanée:**

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa .}$$

➤ **Module de déformation différée:**

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } E_{i28} = 10818,9 \text{ Mpa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.3.1.5- Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L) \quad \text{Avec:}$$

($\Delta d/d$): déformation relative transversale.

($\Delta L/L$): déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à : $\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré)

$$\nu = 0,0 \text{ pour E.L.U (béton fissuré)}$$

I.3.2- Les Acier :

Les matériaux acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage ; les aciers pour béton armé sont ceux de:

- Nuance donc pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier Naturell (fe E 215, fe E 235)
- Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\emptyset = 3,5$ mm (T.S.L fe E500)

I.3.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul :

Dans les calculs relatifs aux états limites; on introduit un coefficient de sécurité γ_s .

Qui a les valeurs suivantes: $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles}$$

Pour notre étude on utilise des aciers Fe E40



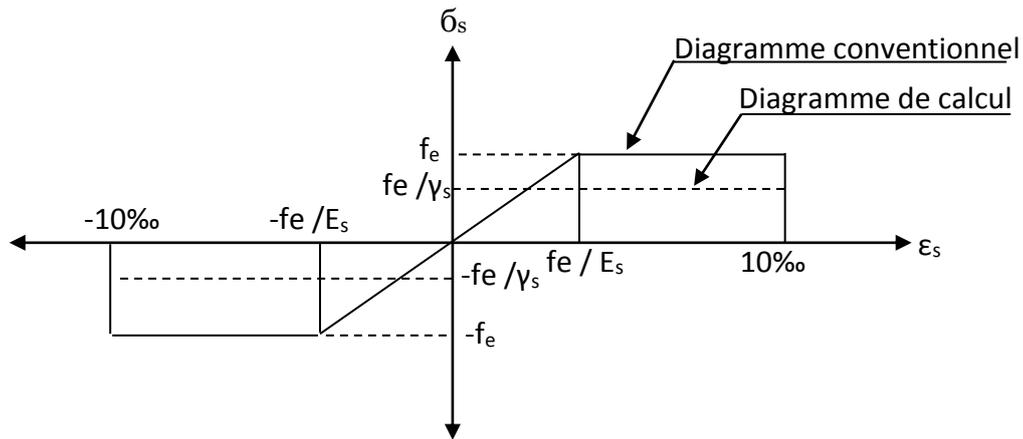


Figure I.3 :Diagramme de déformations – contraintes.

I.3.2.2- Contraintes limites de traction des armatures:

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour les hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \end{array} \right.$$

Pour les hautes adhérences avec $\varnothing < 6\text{mm}$

➤ **Poids volumique:**

- Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
- Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
- Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

I.4-Etats limites:

Suivant les règles **B.A.E.L** on distingue deux états de calcul :

- ✓ Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**
- ✓ Etats limites de service **E.L.S**

I.4.1- 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, parasismique algériennes (**R.P.A99**).





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

I-4.1.1- 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.
- la raccourcissement du béton est limité à:

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \text{ en flexion composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ en compression simple.}$$

- 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-4.1.2-Règles de trio pivots :

On 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.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

Tableau I.1 : déformations limites du pivots



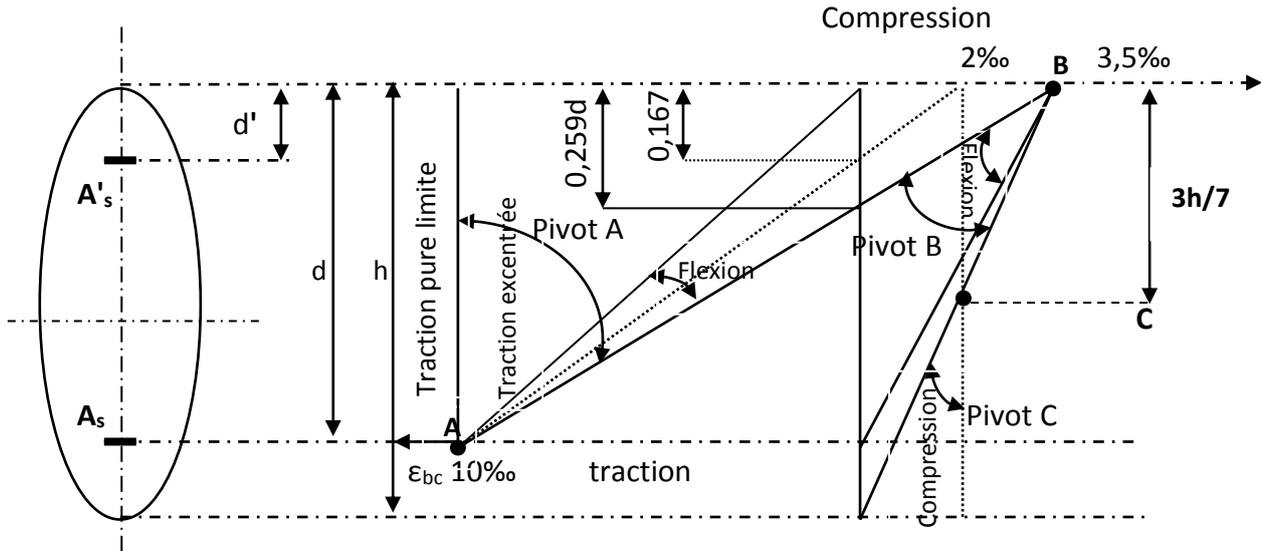


Figure. I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section
- Règles trios pivots

I-4.2- E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorée) et les sollicitations résistances calculées dépassement des contraintes limites.

I-4.2.1- 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 proportionnalités aux déformations.
- Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$\eta = E_s/E_b = 15$ «coefficient d'équivalence»

I-4.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

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

$1,35G + 1,5Q$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

* $G + Q \pm E$





$$*G+Q\pm 1,2E$$

$$*0,8G\pm E$$

Avec: {
G: charge permanente
Q: charge d'exploitation
E: effort de séisme

Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments principaux



Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes:

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.2- Pré dimensionnement du plancher :

a. Plancher (Corps Creux) :

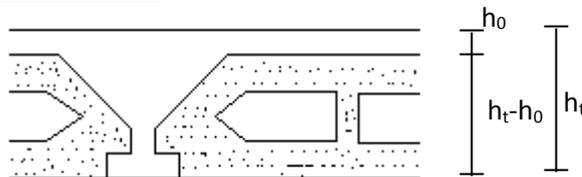


Figure II.1: Plancher corps creux

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le RPA :

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

$$h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18,22\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre axes} \end{array} \right.$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

II.3- Descente de charges :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.





II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

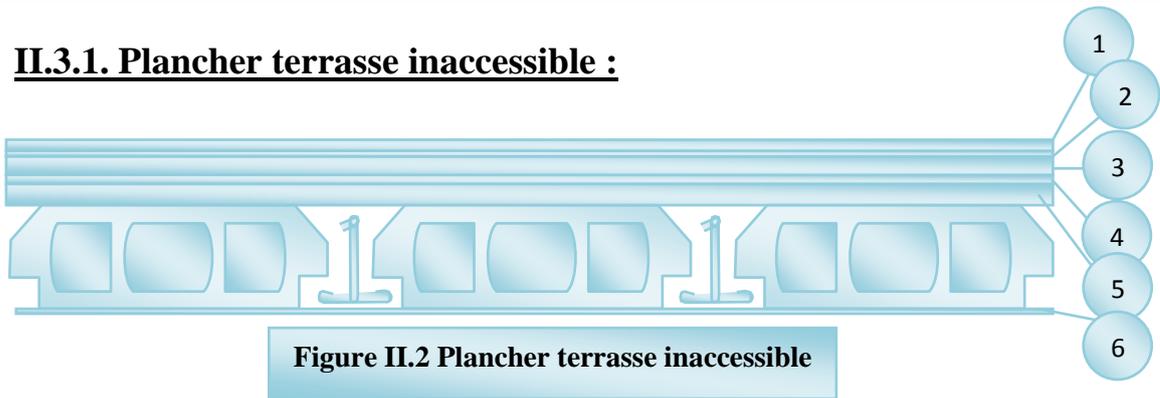


Figure II.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn / m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (kn / m ²)
1	Protection en gravillon (roulé)	4	20	0,04×20= 0.8
2	Étanchéité multicouche	2	6	0,02×6=0,12
3	Isolation thermique	4	3	0,04×3=0.16
4	Forme de pente	10	22	0,1×22=2,2
5	Corps creux + dalle de compression	16+4		2.8
6	Enduit en plâtre	2	10	0,02×10=0,2
Total				G = 6.28 KN / m²

II.3.1.2.plancher R.D.C et étage courante :

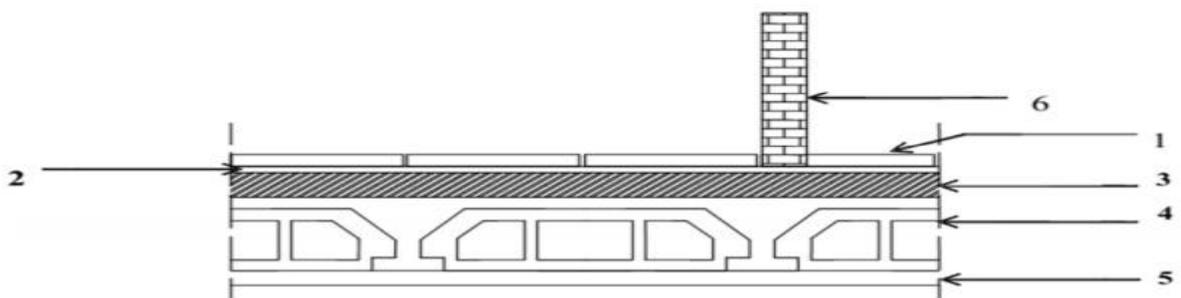


Figure II.3: Plancher R.D.C et étage courante





Tableau II.2: Les charges permanentes du plancher R.D.C et étage courante

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	20	0,02×20=0,44
2	Mortier de pose	2	20	0.02 x20 =0.4
3	Sable fin pour mortier	2	18	0.02 x18 =0.36
4	Corps creux + dalle de compression	16+4		2.8
5	Enduit de plâtre	2	10	0,02×10=0,20
6	Cloisons	10	9	0.90
Total				G = 5.1KN / m²

II.3.1.3.Murs de façade (extérieur) :

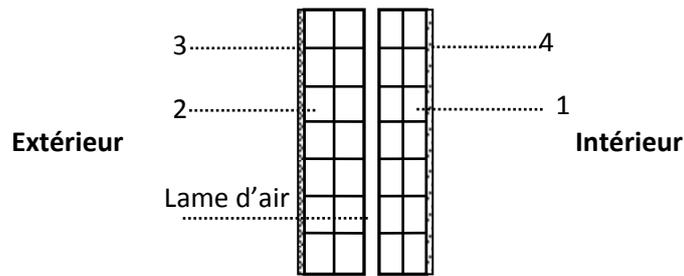


Figure II.4: Remplissage extérieur

Tableau II.3: Les charges permanentes du Murs de façade (extérieur)

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Brique creuse	10	/	0,90
2	Brique creuse	15	/	1,35
3	Enduit en ciment	2	18	0,015×18=0,36
4	Enduit en plâtre	2	10	0,015×10=0.2
Total				G = 2.81KN / m²





II.3.1.3.Murs intérieur :

Tableau II.4: Les charges permanentes du Murs (intérieur)

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Enduit en plâtre	1.5	/	0.15
2	Brique creuses	10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	1.5	10	0.015×10=0.15
Total				G = 1.12KN / m²

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

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

Tableau II.5: Les charges permanentes

niveau	Charge permanente (kn/m ²)
Terrasse	6.28
06	5.10
05	5.10
04	5.10
03	5.10
02	5.10
01	5.10
RDC	5.10





II.3.2.Surcharge d'exploitation :

Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation

Elément	Charges d'exploitation (kn / m ²)
Plancher terrasse	1
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

II.3.3.Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.





➤ Dégression des surcharges :

Tableau II.7 :Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
T	Q0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P7	Q1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
P6	Q2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
P5	Q3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
P4	Q4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
P3	Q5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
P2	Q6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
P1	Q6	$\Sigma_6=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$	8.45
RDC	Q7	$\Sigma_7=Q_0+0,6875(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8)$	9.25

II.4.Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h_t + b_1 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

- On distinguera deux types des poutres:

a- Poutre principale : $L_{\max}= 4,80$ m

b- Poutre secondaire : $L_{\max}= 4,80$ m.





II.4.1-Sens longitudinal :

II.4.1.1-Poutre principale:

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 480cm \\ d = 0,9h_t = 43,2cm \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 32 \leq h_t \leq 48 \\ 12.96 \leq b \leq 17.28 \end{array} \right. \leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40cm \geq 30cm \\ b = 15.12 \approx 30cm \geq 20cm \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on prend } b = 30cm \\ h_t > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 40cm \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x40) cm²**

II.4.2.Sens transversal :

II.4.2.1.Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 480cm \\ d = 0.9h_t = 43.2cm \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 32 \leq h_t \leq 48 \\ 12.96 \leq b \leq 17.28 \end{array} \right. \leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35cm \geq 30cm \\ b = 11.02 \approx 25cm \geq 20cm \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{on prend } b = 35cm \\ h_t > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 25cm \\ \frac{h_t}{b} = 1.4 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc en prend la section des poutres secondaire **(25x35) cm²**

II.5- Pré dimensionnement des poteaux :

On a 3 types des coffrages :

* **Type 1:**R.D.C jusqu'à 2^{ème} étage

* **Type 2:**du 3^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage.

* **Type 3:**du 6^{ème}étage jusqu'à la terrasse.

- Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;
- La surface afférente est donnée par:

$$S = (3.9/2 + 3.1/2) * (4.8/2 + 4.25/2) = (1.95 + .6) * (2.4 + 2.125) = 16.06m^2$$



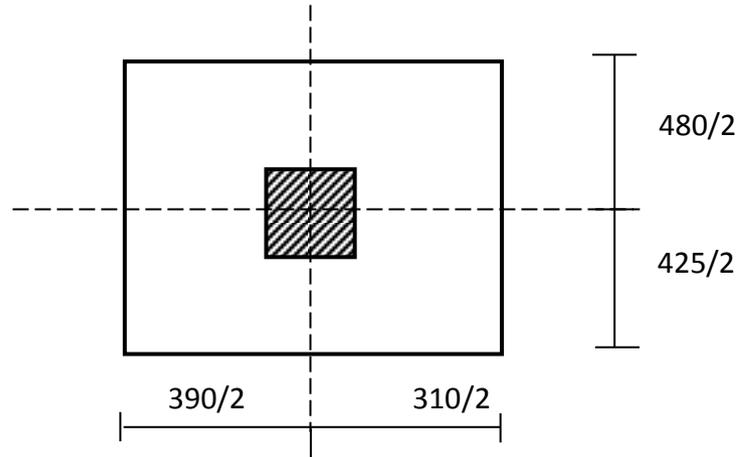


Figure II.5: La section la plus sollicitée du poteau

On calcule les efforts de compression qui agissent sur les poteaux dus aux charges permanentes suivant le R.P.A 99 (version 2003).

II.5.1 Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

a) Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- **Plancher terrasse :**

$$G \times S = 6,28 \times 16,06 = 100,857 \text{ kN/m}^2$$

- **Plancher R.D.C + 7 étages :** $n \times G \times S = (5,1 + (7 \times 6,28)) \times 16,06 = 655,24 \text{ kN/m}^2$

n : est le nombre d'étage.

- **Poutre principale :**

$$G_{PP} = \gamma_{BA}(b \cdot h)L = (0,4 \times 0,3 \times 25 \times 4,8) = 14,44 \text{ kN}$$

- **Poutre secondaire :**

$$G_{PS} = \gamma_{BA}(b \cdot h)L = (0,25 \times 0,35 \times 25 \times 4,4) = 9,625 \text{ kN}$$

$$N_G = n \cdot [(S \cdot G) + G_{PP} + G_{PS}] \cdot S \cdot G_T = 7 \cdot [(16,06 \cdot 5,1) + 14,44 + 9,625] + 16,06 \cdot 6,28 = 842,38 \text{ kN}$$

- **Majoration :** On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,1 \times (97,774 + 660,86) = 834,50 \text{ kN}$$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 8,45 \times 14,725 = 136,87 \text{ kN}$$

b) L'effort normal N_U :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 834,50) + (1,5 \times 136,87) = 1331,88 \text{ kN/m}^2$$





*** Détermination de la section du poteau (a.b):**

a) Détermination de "a" :

a.1. Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,29a$$

Avec :

L_f : longueur de flambement = $0,7L_0$

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement mécanique d'une pièce comprimée

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan

On a: $L_0 = 3.06 \text{ m}$; $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} = 214.2 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,29a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,29.50} = 14,77 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45 cm**

b) Détermination de "b" :

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

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

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

$$B_r: \text{ section réduite de poteau : } B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$A_s = 0,7\% B_r$ parce que Zone I

$$A_s = 0,7\% [43(b-2)] = 0,301(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,29.45} = 18,47 < 50$$





$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(18,47/35)^2]$$

$$\alpha = 0,81$$

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

$$N_u \leq 0,84 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,301(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$N_U \leq 0.81[89.72b - 180.546]$$

$$N_U \leq 72.67b - 146.24$$

$$b \geq 22.60\text{cm}$$

Donc : on prend **b = 45cm.**

c) Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min (a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée .}$$

II.6.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; 15 \right) \text{ cm} \\ L \geq 4 * e \text{ et } e_{\min} = 14,72\text{cm} , e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \Leftrightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm} \\ \Leftrightarrow e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{306}{25} \rightarrow e \geq 12,24 \text{ cm} \end{array}$$

Alors : on prend l'épaisseur de voile(e=20cm)

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur e = 20 cm.





II.7. 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.8: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.

Niveau	Section de poteau (cm ²) Carré	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
R.D.C.	45 X 45	30X40	25 X 35	20
01	45 X 45	30X40	25 X 35	20
02	45 X 45	30X40	25 X 35	20
03	40 X 40	30X40	25 X 35	20
04	40 X 40	30X40	25 X 35	20
05	40 X 40	30X40	25 X 35	20
06	35 X 35	30X40	25 X 35	20
07	35 X 35	30X40	25 X 35	20
Terrasse	35 X 35	30X40	25 X 35	20



Chapitre III

Etude des éléments non structuraux



Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1. Acrotère

Introduction :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

III.1.2. Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

III.1.3. Calcul des sollicitations :

$$S = \left[(0.7 \times 0.1) + \left(\frac{(0.1 + 0.07) \times 0.1}{2} \right) \right] = 0,0785 \text{ m}^2$$

III.1.3.1- Poids propre :

$$G = S \cdot \rho_b = 0,0785 \times 25 = 1,963 \text{ kn/ml}$$

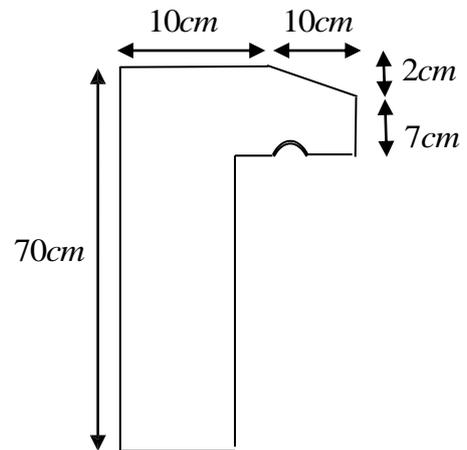


Figure III.1.1 : Dimensions de l'acrotère

III.1.3.2- Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$H = 60 \text{ cm}$

$E_p = 10 \text{ cm}$

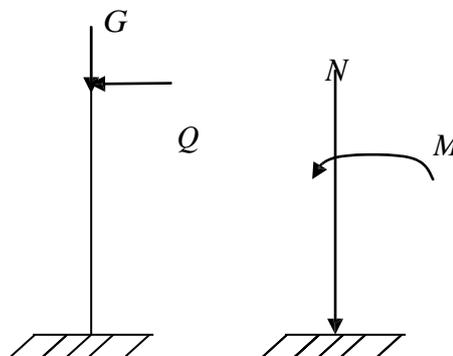


Figure III.1.2 : Evaluation les surcharges





III.1.3.3- Effort normal :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,963 = 2,65 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,963 \text{ KN/ml}$$

III.1.3.4- Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_q = N_q \times h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

III.1.3.5- Les effort tranchant :

$$V = N_q = 1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1,5 V = 1,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.1.3.6-Enrobage :

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

$$L' \text{ excentricité : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,65} = 0,396 \text{ m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,396 \text{ m}$$

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

III.1.4- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,65 \left[0,396 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,128 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(d - C') N_u - M_u \leq (0,337h - (0,81C')) f_{bc} b x h$$

$$(d - C') N_u - M_u = ((0,09 - 0,02) \times 2,65) - 1,05 = -0,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(0,337h - (0,81C')) f_{bc} b x h = 23,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$-0,86 \text{ KN} \cdot \text{m} < 23,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b x h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

III.1.5- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 1,05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 1,05 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,20 = 0,0091$$

III.1.5.1.Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l x (1 - (0,4 \alpha_l))$$

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$





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

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,9525$$

On calcul:

A_{fs}: section d'armatures en flexion simple.

A_{fc}: section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,9525 \times 9} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,288 - \frac{2,65 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

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

$$N_{ser} = N_G = 1,963 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_q = N_q \times h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,963} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \max(A, A, A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5T6** p.m; $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **A_s = 1,13 cm²/ml** soit **4T6** p.m

III.1.6-Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,963(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,75 \text{ KN.m}$$

• Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$





• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1290,34} \times 1,75 = 1,02 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 63,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 51,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c-Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,1

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,963 \text{ kN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures





Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,1 \cdot 1,963 \cdot 0,8 = 0,63 \text{KN}$$

$$F_p = 0,63 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée}$$

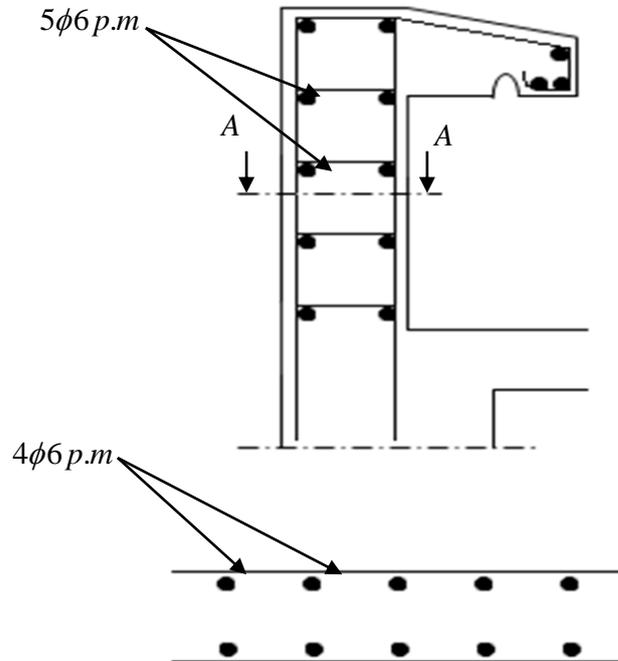


Figure III.1.3 : Ferrailage d'un acrotère.





III.2 Escaliers:

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse), il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction.

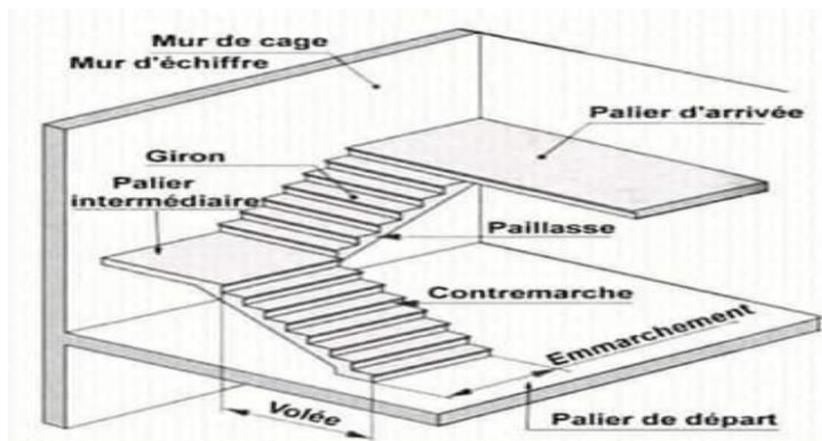


Figure III.2.1:schéma détaillée un escalier

- Dans notre cas, on a des escaliers à trois volées et deux paliers.

III.2.1 Pré-dimensionnement:

Un escalier doit être efficace et aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de Blondel donnée par la double inégalité

$$60 \text{ cm} < g + 2h < 65 \text{ cm}$$

g : Giron ou largeur de la marche.

h : Hauteur ou contremarche.

En fixant la hauteur des contremarches à $h = 17 \text{ cm}$; on trouve le nombre de contremarches correspondant: $n = 306 / 17 = 18$

Ce qui va nous donner un giron de $g = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de Blondel:

$$59 \leq 2h + g \leq 65$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 65$$

L'inégalité vérifiée, on a 18 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

III.2.2. Largeur de l'escalier :

Pour faciliter la circulation des personnes, la largeur minimale des escaliers est fixée à **0.60 m**, dans notre cas la largeur est égale à **1.40 m**





III.2.3. Epaisseur des escaliers :

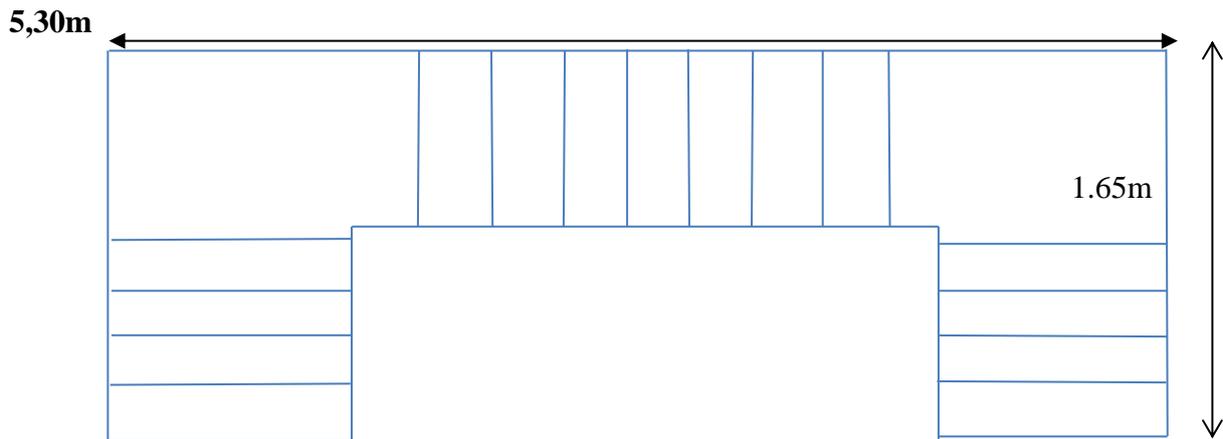
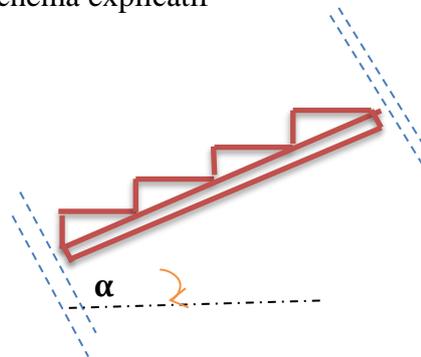


Figure III.2.2: schéma explicatif

• **L'angle d'inclinaison :**

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0.57$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$



1^{er} type d'escalier :

a) Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{120}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{120}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 4,6 \leq ep \leq 6,9 \text{ cm}$$

On prend: **ep = 12cm**

b) Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 6,6 \text{ cm}$$

On prend : **ev = 15cm**

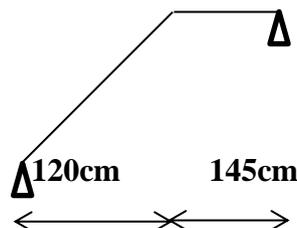


Figure III.2.3: schéma statique d'escalier type 01





III.2.4 Evaluation des charges et des surcharges à E.L.U et E.L.S:

1) Palliasse :

Tableau III.2.1 : charge permanente de palliasse

N=0	Désignation	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal (3cm)	0,6
2	Mortier de ciment horizontal (2cm)	0,40
3	Lit de sable (2cm)	0,36
4	Carrelage vertical RCH x h/g	0,36
5	Mortier de ciment vertical MCH x h/g	0,24
6	Poids propre de la palliasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	3,52
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	1,87
8	Garde- corps	0,1
9	Enduit en plâtre	0,24

- Charge permanente : $G=7,68\text{KN/m}^2$

- Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

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

$$q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 14,12\text{KN/ml}$$

$$q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 10,18\text{KN/ml}$$

2) Palier :

Tableau III.2.2 : Charge permanente de palier

N=0	Désignation	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier $ep \times 25$	3,75
2	Carrelage	0,6
3	Mortier de pose	0,40
4	Lit de sable	0,36
5	Enduit de plâtre	0,23

- charge permanente : $G_2=5,34\text{KN/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

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

$$q_{u2} = (1,35G_2 + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 10,96\text{KN/ml}$$

$$q_{ser2} = (G_2 + Q) \cdot 1\text{m} = 7,84\text{KN/ml}$$





III.2.5 Calcul des sollicitation à l'E.L.U :

On applique la méthode RDM

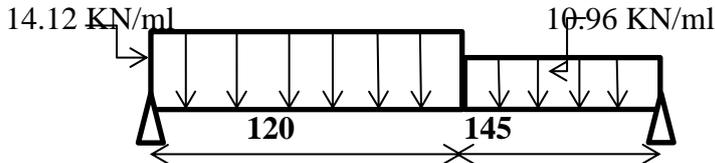


Figure III.2.4: schéma statique d'une volée + paliers

a) Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,96 \times 1,45) + (14,12 \times 1,20) = 32,84 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2.65R_A - 10,96x \frac{1,45^2}{2} + 14,12 \times 1,2 \times (\frac{1,2}{2} + 1,45) = 0$$

$$R_B = 15,38 \text{ KN} \text{ et } R_A = 17,46 \text{ KN}$$

Tableau III.2.3 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants

Schéma statique	Effort tranchant (T) [KN]	Moment fléchissant (M) [KN.m]												
$0 \leq x \leq 1.2$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_A - q_{u1} x = 17.46 - 14.12x$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>17.46</td> <td>0.52</td> </tr> </table>	x	0	1.2	T	17.46	0.52	$\sum M/0 = 0$ $M_x = R_A x - (q_{u1} x^2)/2 = 17.46x - 7.06x^2$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>10.78</td> </tr> </table>	x	0	1.2	M	0	10.78
x	0	1.2												
T	17.46	0.52												
x	0	1.2												
M	0	10.78												
$1.45 \geq x \geq 0$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_B - q_{u2} x = 15.38 - 10.96x$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.45</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>15.3</td> <td>-0.52</td> </tr> </table>	x	0	1.45	T	15.3	-0.52	$\sum M/0 = 0$ $M_x = R_B x - (q_{u2} x^2)/2 = 15.38x - 5.48x^2$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.45</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>10.78</td> </tr> </table>	x	0	1.45	M	0	10.78
x	0	1.45												
T	15.3	-0.52												
x	0	1.45												
M	0	10.78												

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0 \\ x = \frac{R_A}{q} = 1.23 \text{ m} \\ M_{\max} = 10.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



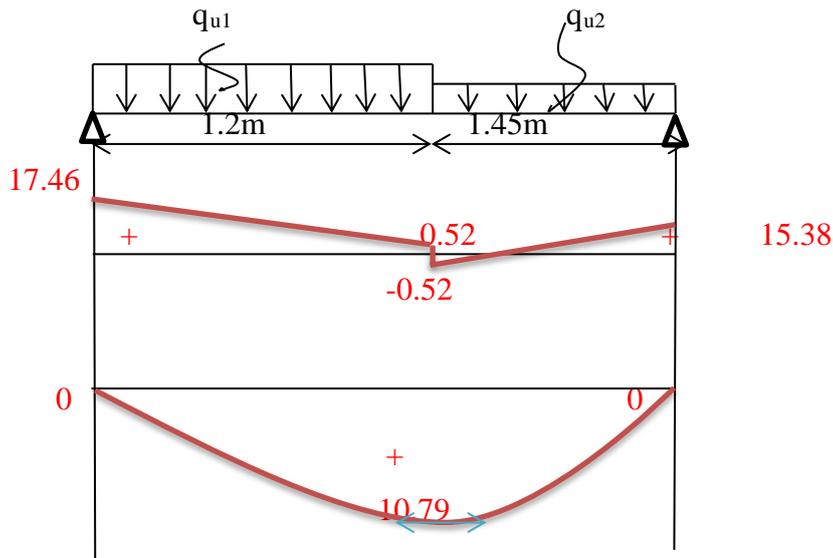


Figure III.2.5.: diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant

III.2.6 Calcul des sollicitation à l'E.L.S :

On applique la méthode RDM

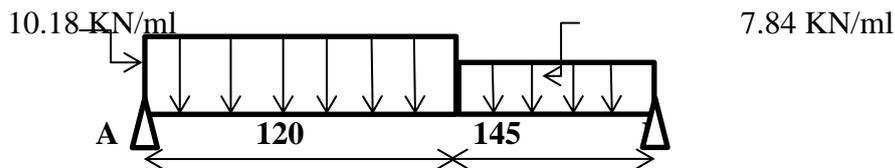


Figure III.2.6: schéma statique d'une volée + paliers

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (7,84 \times 1,45) + (10,18 \times 1,20) = 23,58 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 2,65R_A - 7,84 \times \frac{1,45^2}{2} - 10,18 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 1,45\right) = 0$$

$$R_B = 11,02 \text{ KN} \text{ et } R_A = 12,56 \text{ KN}$$





Tableau III.2.4 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants

Schéma statique	Effort tranchant (T) [KN]	Moment fléchissant (M) [KN.m]															
$0 \leq x \leq 1.2$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_A - q_{ser1} x = 12.56 - 10.18x$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>12.56</td> <td>0.34</td> </tr> </table>	x	0	1.2	T	12.56	0.34	$\sum M/0 = 0$ $M_X = R_A x - (q_{ser1} x^2)/2 = 12.56x - 5.09x^2$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>7.74</td> </tr> </table>	x	0	1.2	M	0	7.74			
x	0	1.2															
T	12.56	0.34															
x	0	1.2															
M	0	7.74															
$1.45 \geq x \geq 0$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_B - q_{ser2} x = 11.02 - 7.84x$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>11.0</td> <td>-0.34</td> </tr> <tr> <td></td> <td>2</td> <td></td> </tr> </table>	x	0	1.5	T	11.0	-0.34		2		$\sum M/0 = 0$ $M_X = R_A x - (q_{ser2} x^2)/2 = 11.02x - 3.92x^2$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.45</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>7.74</td> </tr> </table>	x	0	1.45	M	0	7.74
x	0	1.5															
T	11.0	-0.34															
	2																
x	0	1.45															
M	0	7.74															

$$\begin{cases} T = 0 \\ x = \frac{R_A}{q} = 1.23m \\ M_{max} = 7.75KN.m \end{cases}$$

III.2.7.9+Calcul le ferrailage à l'E.L.U :

1) Moment en travée :

$M_t = 0.85M_{max} = 0.85(10.79) = 9.17 \text{ KN.m}$

2) Moment sur appui :

$M_a = 0.4M_{max} = 0.4(10.79) = 4.32 \text{ KN.m}$

a) Ferrailage :

i. En travée :

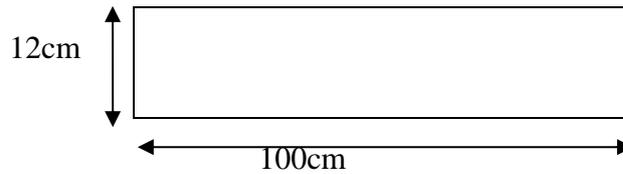
$M_t = 9.17 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_t}{b x d^2 x \sigma_{bc}}$





→ Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur



→ $b=100\text{cm}$; $d=0.9h=0.9(12)=10.8\text{cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.20\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{9.17 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.20} = 0.0553$$

→ $\beta=0.9715$

➤ **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta x d x \sigma_s} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

→ $A_s = \frac{9.17 \times 10^3}{0.9715 \times 10.8 \times 348} = 2.51\text{cm}^2/\text{ml}$

On adopte **4T10** ($A_s=3.14\text{cm}^2/\text{ml}$)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23 x d x b x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10.8 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.30\text{cm}^2/\text{ml}$$

{ $A_s=3.14\text{cm}^2/\text{ml} > A_{s \min}=1.30\text{cm}^2/\text{ml}$ } Condition vérifiée

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2/\text{ml}$$

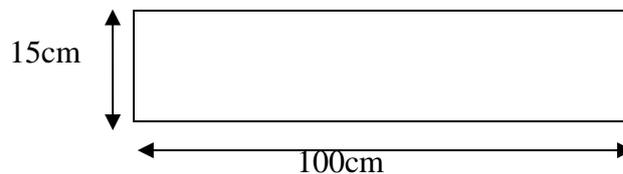
On adopte **3T8** ($A_r=1.51\text{cm}^2/\text{ml}$)

ii. Sur appui :

a) $M_a=4.32\text{KN.m}$

b) $\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x \sigma_{bc}}$

→ Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur



→ $b=100\text{cm}$; $d=0.9h=0.9(15)=13.5\text{cm}$

$$\mu = \frac{4.32 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.20} = 0.016$$

→ $\beta=0.992$





➤ **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta x d \sigma_s} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{4.32 \times 10^3}{0.992 \times 13.5 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T10** ($A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

➤ **Condition de non fragilité :**

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

{ $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{s \text{ min}} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$ } Condition

vérifiée

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3T8** ($A_r = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

III.2.8 Vérifications:

• **Justification vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T}{b x d} \times 10 = \frac{17.46 \times 10}{100 \times 10.8} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} > \tau = 0.16 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

• **Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{\text{min}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400} \left(17.46 + \frac{4,32 \cdot 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 0,15 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}} = 0.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$ condition vérifiée

III.2.9 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{\text{max(ser)}} = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tser}} = 0.85 M_{\text{max}} = 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0.4 M_{\text{max}} = 3.1 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{\text{tser}} = 6.59 \text{ KN.m}$$

μ	β	$A_s \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$	$A_{\text{adm}} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$
0.039	0.9805	1.78	3.14





a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0 \Rightarrow y = 2,75\text{cm}$$

b) **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,75^3}{3} + 15 \times 3,14(10,8 - 2,75)^2 = 3745,43\text{cm}^2$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,59 \times 10^3}{3745,43} \times 2,75 = 4,89\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,89\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appui:**

$$M_{aser} = 3,1\text{KN.m}$$

μ	β	$A_s \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$	$A_{adm} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$
0.012	0.994	0.66	1.51

a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 22,65y - 305,76 = 0 \Rightarrow y = 1,98\text{cm}$$

b) **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,98^3}{3} + 15 \times 1,51(13,5 - 1,98)^2 = 3264,63\text{cm}^2$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{aser}}{I} \times y = \frac{3,1 \times 10^3}{3264,63} \times 1,98 = 1,88\text{Mpa}$$

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

c) $\sigma_{bc} = 1,88\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$





III.2.9 Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{1}{16}$	0,038 < 0,0625	Condition non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,038 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0029 < 0,0105	Condition vérifiée

2^{ème} type d'escalier :

- **Epaisseur de la paillasse (ep):**

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{530}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{530}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 26.1 \leq ep \leq 30.46\text{cm}$$

On prend: **ep = 20cm**

- **Epaisseur de palier (ev):**

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{20}{0,87} = 22.98\text{cm}$$

On prend : **ev=25cm**

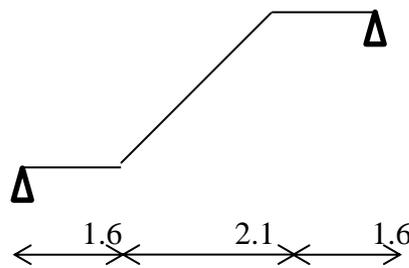


Figure III.2.7: schéma statique d'escalier type 02

III.2.10 Calcul des sollicitation à l'E.L.U :

On applique la méthode **RDM**

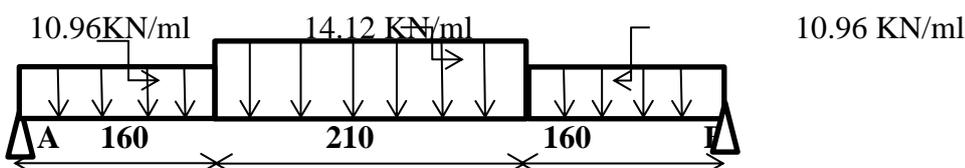


Figure III.2.8: schéma statique d'une volée + 2paliers

III.2.11 Calcul du moment maximal :





$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B= (10,96 \times 1,6) \times 2 + (14,12 \times 2,10) = 64,72 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5.3R_A - 10,96 \times 1,6 \left(\frac{1,6}{2} + 3,7 \right) - 14,12 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,6 \right) - 10,96 \times \left(\frac{1,6^2}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 32,36 \text{ KN} \text{ et } R_A = 32,36 \text{ KN}$$

Tableau III.2.5 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants

Schéma statique	Effort tranchant (T) [KN]	Moment fléchissant (M) [KN.m]												
$0 \leq x \leq 1.6$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_A - q_{u2} x = 32.36 - 10.96x$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>32.36</td> <td>14.82</td> </tr> </table>	x	0	1.6	T	32.36	14.82	$\sum M/0 = 0$ $M_x = R_A x - (q_{u2} x^2)/2 = 32.36x - 5.48x^2$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>37.75</td> </tr> </table>	x	0	1.6	M	0	37.75
x	0	1.6												
T	32.36	14.82												
x	0	1.6												
M	0	37.75												
$1.6 \geq x \geq 3.7$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_A - q_{u2} x - q_{u1} (x - 1.6) = 32,36 - 10,96x + 14,12(x - 1,6)$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>1.6</td> <td>3.7</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>14.82</td> <td>-14.82</td> </tr> </table>	x	1.6	3.7	T	14.82	-14.82	$\sum M/0 = 0$ $M_x = R_A x - q_{u2} x^2/2 - q_{u1} (x - 1.6)^2/2 = 32.36x - 5.48x^2 - 7.06(x - 1.6)^2$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>1.6</td> <td>3.7</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>37.75</td> <td>13.58</td> </tr> </table>	x	1.6	3.7	M	37.75	13.58
x	1.6	3.7												
T	14.82	-14.82												
x	1.6	3.7												
M	37.75	13.58												
$1.45 \geq x \geq 0$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_B - q_{u2} x = 32.36 - 10.96x$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>32.36</td> <td>14.82</td> </tr> </table>	x	0	1.6	T	32.36	14.82	$\sum M/0 = 0$ $M_x = R_B x - (q_{u2} x^2)/2 = 32.36x - 5.48x^2$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>37.75</td> </tr> </table>	x	0	1.6	M	0	37.75
x	0	1.6												
T	32.36	14.82												
x	0	1.6												
M	0	37.75												

$$\begin{cases} T = 0 \\ x = \frac{R_A}{q} = 2.96 \text{ m} \\ M_{\max} = 47.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$



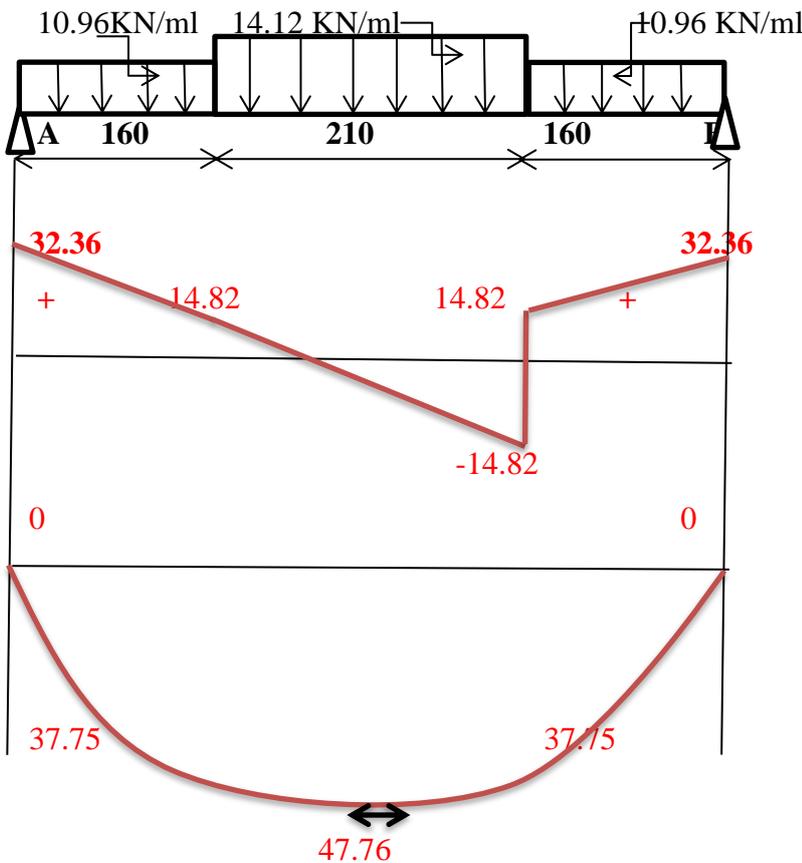
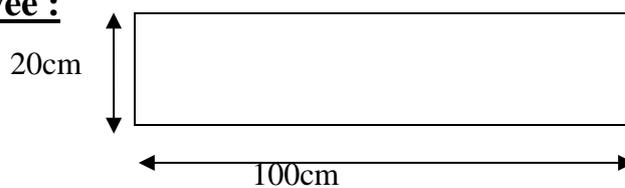


Figure III.2.9: diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant

III.2.12 Calcul le ferrailage à l'E.L.U :

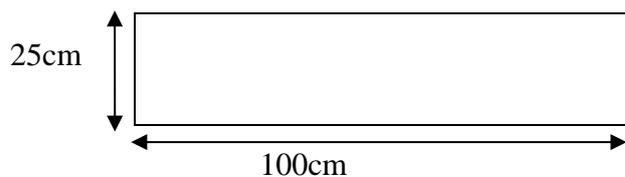
→ Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

➤ **En travée :**



$d=0.9h=0.9(20)=18\text{cm}$

➤ **Sur appui :**



$d=0.9h=0.9(25)=22.5\text{cm}$

$M_a=0,4M_{\text{max}}$





Mt=0,85Mmax

1. Ferrailage :

/	M(KN.m)	μ	β	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adm}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{radp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	40.6	0.08	0.95	6.79	5T14(7.70)	1.93	4 ϕ 8(2.01)
e		8	4				
Appui	19.1	0.02	0.98	2.47	4T10(3.14)	0.79	4 ϕ 8(2.01)
		6	7				

2. Vérification :

Condition	Vérification En travée	
Condition de non fragilité	$A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=2,173\text{cm}^2$	$A=6.79\text{cm}^2$ $A>A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{bxd} \times 10 = \frac{32.36 \times 10}{100 \times 18} = 0.18\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa})=3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (32,36 + \frac{19,1 \cdot 10^2}{0,9 \times 22.5}) = 0,36\text{cm}^2$ $A \geq 0,1\text{cm}^2$	$A=0,11\text{cm}^2$ $A>0,1\text{cm}^2$ Vérifiée

III.2.13 Calcul des sollicitation à l'E.L.S :

On applique la méthode RDM

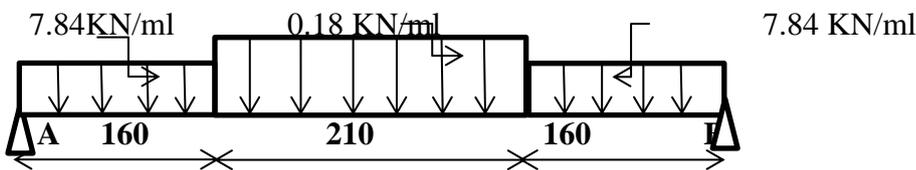


Figure III.2.10:schéma statique d'une volée + 2paliers

III.2.14 Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B = (7,84 \times 1,6) \times 2 + (10,18 \times 2,10) = 46,46 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 5.3R_A - 7,84 \times 1,6 \left(\frac{1,6}{2} + 3,7 \right) - 10,18 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,6 \right) - 7,84 \times \left(\frac{1,6^2}{2} \right) = 0$$





$R_B = 23,23\text{KN}$ et $R_A = 23,23\text{KN}$

Tableau III.2.6 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants

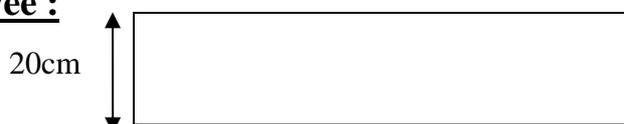
Schéma statique	Effort tranchant (T) [KN]	Moment fléchissant (M) [KN.m]												
$0 \leq x \leq 1.6$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_A - q_{ser2} x = 23.23 - 7.84x$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>23.23</td> <td>10.69</td> </tr> </table>	x	0	1.6	T	23.23	10.69	$\sum M/0 = 0$ $M_X = R_A x - (q_{ser2} x^2)/2 = 32.36x - 5.48x^2$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>27.14</td> </tr> </table>	x	0	1.6	M	0	27.14
x	0	1.6												
T	23.23	10.69												
x	0	1.6												
M	0	27.14												
$1.6 \geq x \geq 3.7$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_A - q_{sr2} \times 1.6 - q_{sr1}(x-1.6) = 23,23 - 7.84 \times 1.6 - 10.18(x-1.6)$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>1.6</td> <td>3.7</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>10.69</td> <td>-10.69</td> </tr> </table>	x	1.6	3.7	T	10.69	-10.69	$\sum M/0 = 0$ $M_X = R_A x - q_{sr2} x^2/2 - q_{sr1}(x-1.6)^2/2 = 23.23x - 7.84 \times 1.6(x-0.8) - 5.09(x-1.6)^2$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>1.6</td> <td>3.7</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>27.14</td> <td>27.14</td> </tr> </table>	x	1.6	3.7	M	27.14	27.14
x	1.6	3.7												
T	10.69	-10.69												
x	1.6	3.7												
M	27.14	27.14												
$1.45 \geq x \geq 0$ 	$\sum F/y = 0$ $T = R_B - q_{ser2} x = 23.23 - 7.84x$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>23.23</td> <td>10.69</td> </tr> </table>	x	0	1.6	T	23.23	10.69	$\sum M/0 = 0$ $M_X = R_B x - (q_{ser2} x^2)/2 = 23.23x - 3.92x^2$ <table border="1"> <tr> <td>x</td> <td>0</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>M</td> <td>0</td> <td>27.14</td> </tr> </table>	x	0	1.6	M	0	27.14
x	0	1.6												
T	23.23	10.69												
x	0	1.6												
M	0	27.14												

$$\begin{cases} T = 0 \\ x = \frac{R_A}{q} = 2.96\text{m} \\ M_{max} = 34.42\text{KN.m} \end{cases}$$

III.2.15 Calcul le ferrailage à l'E.L.S :

→ Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

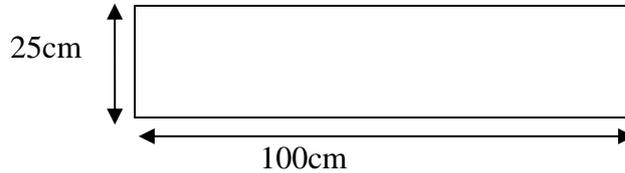
➤ **En travée :**





$$d=0.9h=0.9(20)=18\text{cm}$$

➤ **Sur appui :**



$$d=0.9h=0.9(25)=22.5\text{cm}$$

$$M_a=0,4M_{\max}$$

$$M_t=0,85M_{\max}$$

a. Ferrailage :

/	M(KN .m)	μ	β	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adm}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	29.26	0.063	0.9685	4.16	4T12(4.52)
Appui	13.77	0.019	0.9905	1.77	3T10(2.36)

➤ **En travée :**

a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 1220,4 = 0 \Rightarrow y = 4,31\text{cm}$$

b) **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.31^3}{3} + 15 \times 4.52(18 - 4.31)^2 = 15375.58\text{cm}^2$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{29,26 \times 10^3}{15375,58} \times 4,31 = 8.20\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,20\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appui:**

a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**





$$\frac{by^2}{2} - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 35.4y - 796,5 = 0 \Rightarrow y = 3,66\text{cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.66^3}{3} + 15 \times 2.36(22.5 - 3.66)^2 = 14163.94\text{cm}^2$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{aser}}{I} \times y = \frac{13,77 \times 10^3}{14163,94} \times 3,66 = 3.56\text{Mpa}$$

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

c) $\sigma_{bc} = 3,56\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$condition vérifiée

III.2.16 Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{1}{16}$	0,038 < 0,0625	Condition non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,038 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0043 < 0,0105	Condition vérifiée

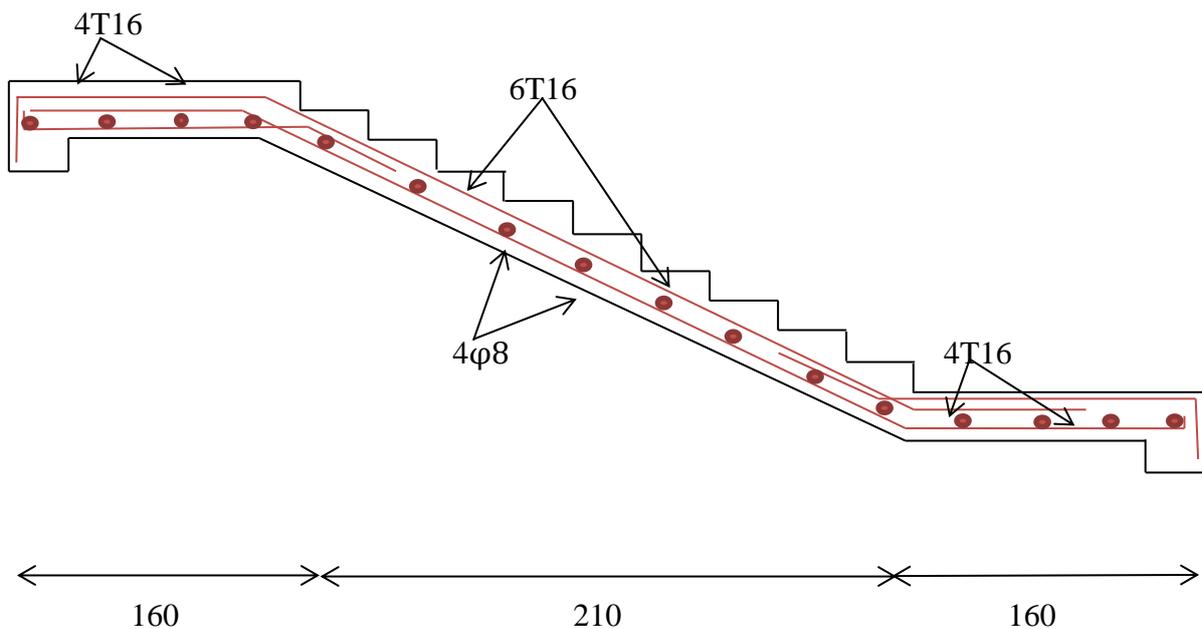


Figure.III.2.11.: ferrailage d'escalier type 02





III.2/3 Etude de La poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

- ❖ Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

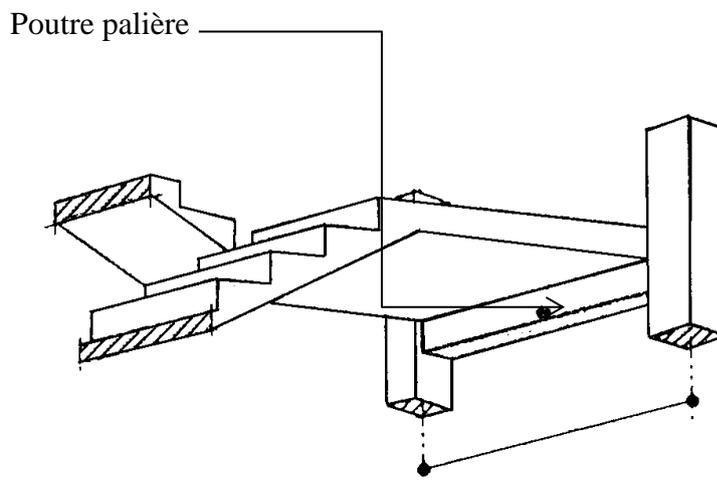


Figure III.2/3.1.: la poutre palière

- ✓ Le calcul se fait à l'E.L.U puisque la fissuration est considérée comme peu nuisible.

III.2/3.1 Dimensionnement:

D'après la condition de rigidité (BAEL91),

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \right) \Rightarrow \left(\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \right) \\ \Rightarrow 35.5 \leq h \leq 53cm \dots\dots\dots \text{on prend } h = 45cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15 \leq b \leq 16,2 \dots\dots\dots \text{on prend } b = 35cm \end{array} \right.$$

1) Vérification des dimensions selon R.P.A.99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 45 \geq 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{45}{35} = 1,28 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2) Évaluation des charges :





• **Partie droite :**

Poids propre de la poutre: $25 \times 0,35 \times 0,45 = 3,94$ KN/ml

Poids du mur situé sur la poutre : $0,15 \times 9 \times 1,53 \times 1 = 2,06$ KN/ml

Réaction à

- (à L'ELU) = 32.36 KN/
- (à L'ELS) = 23.23 KN/ml
- Charge d'exploitation : 2.5 KN/ml

• **Les charges totales :**

$$q_u = 1,35(3,94 + 2,06) + 1,5(2,5) + 32,36 = 44.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 3,94 + 2,06 + 23,23 = 29.23 \text{ KN/ml}$$

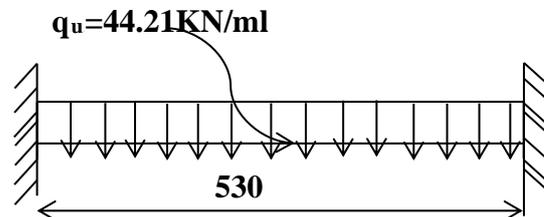


Figure III.2/3.2.: schéma statique d'une poutre palier

Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{44.21 \times 5.3^2}{8} = 155.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 131.96 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 62.09 \text{ KN.m}$$

1. Ferrailage :

$$\{ b=35\text{cm} ; h=45\text{cm} ; d=0.9h=40.5 \}$$

/	μ	β	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adm}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	0.162	0.911	10.28	6T16(12.06)
Appui	0.076	0.960	4.59	4T16(8.04)

2. Vérification :

Condition	Vérification En travée et appui	
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / Fe = 1,71 \text{ cm}^2$	$A_{s(t)} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A_{s(a)} = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$





		$A_{s(t)} > A_{min}$ et $A_{s(a)} > A_{min}$ Condition vérifiée
--	--	--

III.2/3.2 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$q_{ser} = 29.23 \text{ KN/ml}$
 $M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{29.23 \times 5.3^2}{8} = 102.63 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.85 M_0 = 87.24 \text{ KN.m}$
 $M_a = 0.4 M_0 = 41.05 \text{ KN.m}$

a) Ferrailage :

{ $b = 35 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 40.5$ }

/	μ	β	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adm} (\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	0.107	0.9935	6.23	4T16(8.04)
Appui	0.050	0.974	1.02	3T8(1.51)

➤ **En travée :**

a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$$

$$17.5y^2 + 120.6y - 4884.3 = 0 \Rightarrow y = 13.61 \text{ cm}$$

b) **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{35 \times 13.61^3}{3} + 15 \times 8.04(40.5 - 13.61)^2 = 116614.27 \text{ cm}^2$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{87.24 \times 10^3}{116614.27} \times 13.61 = 10.18 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.18 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appui:**

a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**





$$\frac{by^2}{2} - 15As(d - y) = 0$$

$$17.5y^2 + 22.65y - 917.33 = 0 \Rightarrow y = 6.62\text{cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta As(d - y)^2 = \frac{35 \times 6.62^3}{3} + 15 \times 1.51(40.5 - 6.62)^2 = 29383.61\text{cm}^2$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{aser}}{I} \times y = \frac{41.05 \times 10^3}{29383.61} \times 6.62 = 9.25\text{Mpa}$$

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

c) $\sigma_{bc} = 9.25\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$condition vérifiée

III.2/3.3 Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{44.21 \times 5.3}{2} = 117.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{117.16 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.405} = 0.83\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.83\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ Calcul des armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min(12.86 ; 35 ; 10)$$

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

• Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(36.45; 40\text{cm}) = 36.45\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(36.45; 40\text{cm}) = 36.45\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon R.P.A 99 (version 2003) :





Espacement :

Dans_ Zone nodale =10cm → $st \leq \min \{15\text{cm}, 10\phi_L\}$

Dans_ Zone courante =15 cm → $st \leq 15\phi_L$.

• **Vérification de la section d'armatures minimale:**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} \cdot 0,4\text{MPa} \right\} = \max \{0,31; 0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 35}{400} = 0,035\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

• **Section des armatures transversales:**

$$\frac{A_T \times fe}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,7 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \cdot 35 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1.400} = 0,007\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,035 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,53\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 2.01\text{cm}^2$ soit 4φ8

• **Ancrage des armatures tendues:**

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi_1 \cdot f_c}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

On adopte une courbe égale à :

$$r = 5.5\phi_1 = 7.7\text{cm}$$

$$l_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 40.5 - (3 + 0.6 + 7.7) = 29.2\text{cm}$$

• **Vérification de La flèche:**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0,084 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$





$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0,084 > \frac{87,24}{15 \times 102,63} = 0,056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,04}{35 \times 40,5} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

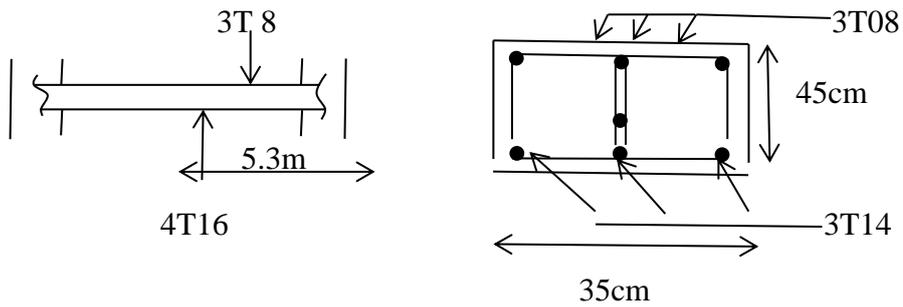


Figure III.2/3.3.: ferrailage de la poutre palier





III.3: Balcon :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui

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, les différents types des balcons sont les suivantes :

- **Type 1** : (Balcon 01)

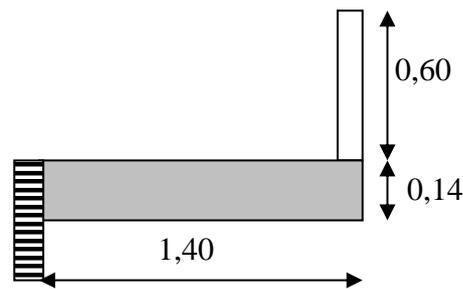


Figure III.3.1 : Schéma explicatif d'un balcon

- **Type 2** : (Balcon 02)

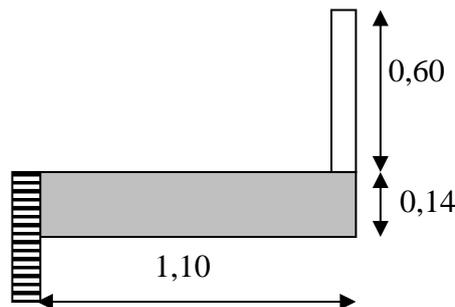


Figure III.3.2 : Schéma explicatif d'un balcon





- **Type 3 :** (séchoir 01)

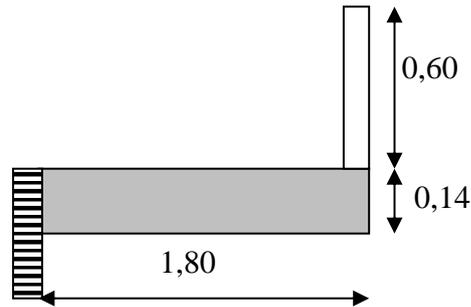


Figure III.3.3 : Schéma explicatif d'un séchoir

- **Type 4 :** (séchoir 02)

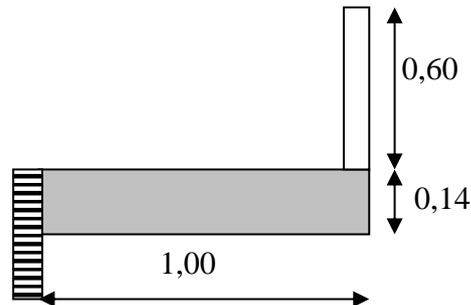


Figure III.3.4 :Schéma explicatif d'un séchoir

III.3.1.Balcon étages courants :

- **Descente des charges :**

Tableau III.3.1 : charge permanente du balcon

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
2	Protection en gravillons	0,04	20,00	0,80
3	Forme de pente en béton léger	0,05	22,00	1,10
4	Poids propre de la dalle	0,14	25,00	3,50
5	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Isolation thermique en liège	/	/	0,16
				5.88KN/m²

- **Les charges et des sollicitations :**

$$G = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge surfacique et linéaire :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,88) + (1,5 \times 3,5) = 13,19 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$





$Q_u = 13,19 \times 1 \text{ m} = 13,19 \text{ kN/ml}$; Charge linéaire

$Q_{\text{ser}} = G + Q = 5,88 + 3,50 = 9,38 \text{ kN/m}^2$; Charge surfacique

$Q_{\text{ser}} = 9,38 \times 1 \text{ m} = 9,38 \text{ kN/ml}$; Charge linéaire

• **Poids propre du mur :**

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.23 m de hauteur..

$$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

D'où : $P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{\text{mur}} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$

• **Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :**

$P_{\text{enduit}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$

D'où : $P_{u \text{ enduit}} = 1,35 P_{\text{enduit}} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$

❖ **Charges totales :**

$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$

$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ kN}$

➤ **Calcul le 1^{er} type de balcon :**

$$\begin{cases} L_x = 1,4 \text{ m} \\ L_y = 3,1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{3,1} = 0,45 \text{ (la dalle travaillent suivant les deux directions [x,y])}$$

$$\rho = 0,45 > 0,4 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,102 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} \leftrightarrow (\mu_x; \mu_y) \text{ tirée du tableau}$$

Détermination les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y :

Sens -x- :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,102 \times 15,66 \times 1,4^2 = 3,13 \text{ kN.m}$$

Sens -y- :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,25 \times 3,13 = 0,78 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments en travée et sur appui :

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2,66 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0,66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appui : } \begin{cases} M_{ax} = 0,4 M_x = 1,25 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0,4 M_x = 1,25 \text{ kN.m} \end{cases}$$





III.3.2. Calcul de ferrailage :

➤ En travée :

• Sens -x- :

$$M_{tx} = 2.66 \text{ kN.m}$$

$$[e=15\text{cm} \rightarrow d = 0.9e = 13.5\text{cm} : b=100\text{cm}]$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2.66 \times 10^3}{14,20 \times (13.5)^2 \times 100} = 0,0103$$

$$\mu = 0,0103 \rightarrow \beta = 0,995 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.66 \times 10^3}{0,995 \times 13.5 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Sens -y- :

$$M_{ty} = 0.66 \text{ kN.m}$$

$$[e=15\text{cm} \rightarrow d = 0.9e = 13.5\text{cm} : b=100\text{cm}]$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.66 \times 10^3}{14,20 \times (13.5)^2 \times 100} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 \rightarrow \beta = 0,9975 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.66 \times 10^3}{0,9985 \times 13.5 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1) En travée :

- Sens -x- :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 0.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Sens -y- :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 1.25 \text{ kN.m}$$





$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.25 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,005$$

$\mu = 0,003 \rightarrow \beta = 0,9975$; β est tirée du tableau.

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.25 \times 10^3}{0,9975 \times 13,5 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p. m} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

3) L'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_x = \frac{q l_x l_y}{2l_y + l_x} \\ T_y = \frac{q l_x l_y}{3l_y} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{q l_x l_y}{2l_y + l_x} = \frac{15.66 \times 1.4 \times 3.1}{2 \times 3.1 + 1.4} = 8.94 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q l_x l_y}{3l_y} = \frac{15.66 \times 1.4 \times 3.1}{3 \times 3.1} = 7.31 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.3.Vérifications :

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$ condition Vérifiée.

b) **Condition de cisaillement :**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T}{b \times d} \\ \tau_{ux} = \frac{8.94}{100 \times 13.5} = 0.06 \text{ Mpa} \\ \tau_{uy} = \frac{7.31}{100 \times 13.5} = 0.05 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10; f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2,50 \text{ Mpa}$$

..... Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = 0,06 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.





c) **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{8,94 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3,14 \cdot 10^2} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{7,31 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3,14 \cdot 10^2} = 0,38 \text{ MPa}$$

n : nombre d'armature longitudinales tendues (n=5)

$$\mu = 2\lambda \cdot \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,38 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 9,38 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = 1,87 \text{ KN}$$

Détermination des moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y :

➤ **Sens -x- :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,102 \times 11,21 \times 1,4^2 = 2,24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Sens -y- :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,25 \times 2,24 = 0,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Calcul des moments en travée et sur appui :

$$\text{Moment en travée} : \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 1,9 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 0,48 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appui} : \begin{cases} M_{ax} = 0,4 M_x = 0,90 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ay} = 0,4 M_y = 0,22 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

a) **Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

b) **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (3,13)^3}{3} + 15 \cdot 3,14 \cdot (13,5 - 3,13)^2 = 6087,13 \text{ cm}^4$$





c) **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

➤ **Sens I_x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.24 \cdot 10^3}{6087,13} 3,13 = 1,15 MPa$$

➤ **Sens I_y :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.56 \cdot 10^3}{6087,13} 3,13 = 0.28 MPa$$

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.15 MPa \\ \sigma_{bc} = 0.28 MPa \end{cases} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6mm$; $\eta = 1.6$

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

• **Sens I_x :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{2.24 \cdot 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 57.24 MPa$$

• **Sens I_y :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{0,56 \cdot 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 14.31 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = 57.24 MPa \\ \sigma_{st} = 14.24 MPa \end{cases} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e) **Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \quad \text{avec: } F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{Flèche due à la charge Répartie}$$

$$F_2 = \frac{pl^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge concentrée}$$

f) **Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum AI \cdot Y}{\sum AI} = \frac{(b \cdot h) \frac{h}{2} + (\eta \cdot As \cdot d)}{(b \cdot h) + (\eta \cdot As)}$$

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7.5) + (15 \times 3.14 \times 13.5)}{(100 \times 15) + (15 \times 3.14)} = 7.68 \text{ cm}$$





$$Y_G = 7.68\text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7.32\text{cm}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + \frac{b Y_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100.7,68^3}{3} + \frac{100.7,32^3}{3} + 15.3,14. (13,5 - 7,68)^2 = 29475,99\text{cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$F_{\text{cal}} = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F_{\text{cal}} = \frac{(1,4)^3 \cdot 10^2}{32164.19 \times 10^{-5} \times 29475.99} \left[\frac{13.19 \times 1,4}{8} + \frac{2,47}{3} \right] = 0,091\text{cm}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,091\text{cm}$$

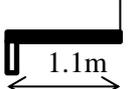
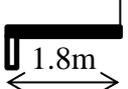
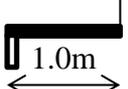
$$F_{\text{ad}} = L/250$$

$$F_{\text{ad}} = L/250 = 140/250 = 0,56\text{cm}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,091\text{cm} < F_{\text{ad}} = 0,56\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour les restes types des balcons , on représente dans les tableaux suivants : **(dalle travaille dans deux sens (x,y))**

Tableau III.3.2 : Illustratif pour calculer les moments

Type	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	M		M en travée		M sur appui	
		$M_x(\text{kn.m})$	$M_y(\text{kn.m})$	$M_{lx}(\text{kn.m})$	$M_{ly}(\text{kn.m})$	M_{ax}	M_{ay}
	$\frac{1.1}{1.9} = 0.57$	1.53	0.47	1.3	0.4	0.61	0.61
	$\frac{1.8}{2.45} = 0.73$	0.97	0.49	0.83	0.42	0.39	0.39
	$\frac{1.0}{2.5} = 0.4$	1.72	0.43	1.46	0.37	0.69	0.69

III.3.6. Calcul de ferrailage :

Tableau III.3.3 : Illustratif pour calculer les moments et les efforts tranchants





Ty pe	Travée						Appui			Effort tranchant	
	Sens x			Sens y			(x ,y)			T _x	T _y
/	μ	β	A _s	μ	β	A _s	μ	β	A _s		
02	0.005	0.9975	0.37	0.002	0.999	0.1	0.002	0.999	0.13	6.68	5.74
03	0.003	0.9985	0.18	0.002	0.999	0.1	0.002	0.999	0.1	10.31	9.4
04	0.006	0.997	0.31	0.001	0.9995	0.1	0.002	0.999	0.15	6.53	5.22

➤ **Choix de ferrailage :**

Tableau III.3.4 : Illustratif pour le choix de ferrailage.

/	Type 01	Type 02	Type 03
Sens (x)	$\begin{cases} A_{tx} = 0.57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$ $\Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$	Même ferrailage	Même ferrailage
Sens (y)	$\begin{cases} A_{ty} = 0.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min (4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$ $\Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$	Même ferrailage	Même ferrailage
Appui	$\begin{cases} A_a = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$ $\Rightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p. m} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$		





		Même ferrailage	Même ferrailage
--	--	-----------------	-----------------

III.3.7. Vérifications :

Condition	Type 01	Type 02	Type 03
1. Condition de non fragilité	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min}$	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min}$	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min}$

2. Condition de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} \\ \text{Type 02} \left\{ \begin{array}{l} \tau_x = \frac{6.68 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.05 \text{ Mpa} \\ \tau_y = \frac{5.74 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.04 \text{ Mpa} \end{array} \right. \\ \text{Type 03} \left\{ \begin{array}{l} \tau_x = \frac{10.31 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.08 \text{ Mpa} \\ \tau_y = \frac{9.4 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.07 \text{ Mpa} \end{array} \right. \\ \text{Type 04} \left\{ \begin{array}{l} \tau_x = \frac{6.53 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.05 \text{ Mpa} \\ \tau_y = \frac{5.22 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.04 \text{ Mpa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10; f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable

Type 02 : $\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
 $\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

Type 03 : $\tau_u = 0,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
 $\tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

Type 04 : $\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
 $\tau_u = 0,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

3. Contrainte d'adhérence :





$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu}$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type02} \\ \text{Type03} \\ \text{Type04} \end{array} \right\} \begin{cases} \tau_{se(x)} = \frac{6.68 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3.14 \cdot 10^2} = 0.35 \text{Mpa} \\ \tau_{se(y)} = \frac{5.74 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3.14 \cdot 10^2} = 0.30 \text{Mpa} \\ \tau_{se(x)} = \frac{10.31 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3.14 \cdot 10^2} = 0.54 \text{Mpa} \\ \tau_{se(y)} = \frac{9.4 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3.14 \cdot 10^2} = 0.49 \text{Mpa} \\ \tau_{se(x)} = \frac{6.53 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3.14 \cdot 10^2} = 0.34 \text{Mpa} \\ \tau_{se(y)} = \frac{5.22 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 5 \times 3.14 \cdot 10^2} = 0.27 \text{Mpa} \end{cases}$$

n : nombre d'armature longitudinales tendues(n=5)

$$\mu = 2\lambda \cdot \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} > \begin{cases} \tau_{se(x)} = 0.35 \text{Mpa} \\ \tau_{se(y)} = 0.30 \text{Mpa} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} > \begin{cases} \tau_{se(x)} = 0.54 \text{Mpa} \\ \tau_{se(y)} = 0.49 \text{Mpa} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} > \begin{cases} \tau_{se(x)} = 0.34 \text{Mpa} \\ \tau_{se(y)} = 0.27 \text{Mpa} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.8. La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 9.38 \text{KN/ml}$$

$$P_{ser} = 1.87 \text{KN}$$

Détermination les moments M_x suivant L_x et M_y suivant L_y :

Tableau III.3.5 : Illustratif pour calculer les moments en travée et sur appui

Type 02	Type 03	Type 04
Sens -x- : $M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 1.1 \text{KN.m}$	Sens -x- : $M_x = 2.25 \text{KN.m}$	Sens -x- : $M_x = 1.23 \text{KN.m}$
Sens -y- : $M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.34 \text{KN.m}$	Sens -y- : $M_y = 1.15 \text{KN.m}$	Sens -y- : $M_y = 0.3 \text{KN.m}$





<p>➤ Calcul des moments en travée et sur appui :</p> <p>Moment en travée :</p> $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 0.94\text{kN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 0.29\text{kN.m} \end{cases}$ <p>Moment sur appui :</p> $\begin{cases} M_{ax} = 0.4M_x = 0.44\text{kN.m} \\ M_{ay} = 0.4M_y = 0.44\text{kN.m} \end{cases}$	<p>travée :</p> $\begin{cases} M_{tx} = 1.91\text{kN.m} \\ M_{ty} = 0.98\text{kN.m} \end{cases}$ <p>appui :</p> $\begin{cases} M_{ax} = 0.90\text{kN.m} \\ M_{ay} = 0.90\text{kN.m} \end{cases}$	<p>travée :</p> $\begin{cases} M_{tx} = 1.05\text{kN.m} \\ M_{ty} = 0.26\text{kN.m} \end{cases}$ <p>appui :</p> $\begin{cases} M_{ax} = 0.50\text{kN.m} \\ M_{ay} = 0.50\text{kN.m} \end{cases}$
--	--	--

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13\text{cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée, pour les 03 types (02 ;03 ;04)

a. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (3,13)^3}{3} + 15 \cdot 3,14 \cdot (13,5 - 3,13)^2 = 6087,13\text{cm}^4$$

Le moments d'inertie est le même pour les 03 types.

b. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

➤ Sens I_x :

Type 02 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,1 \times 10^3}{6087,13} 3,13 = 0,57\text{MPa}$$

Type 03 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2,25 \times 10^3}{6087,13} 3,13 = 1,15\text{MPa}$$

Type 04 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,23 \times 10^3}{6087,13} 3,13 = 0,63\text{MPa}$$

➤ Sens I_y :

Type 02 :





$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.34 \times 10^3}{6087,13} 3,13 = 0,18 MPa$$

Type 03 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.15 \times 10^3}{6087,13} 3,13 = 0,59 MPa$$

Type 04 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{0.3 \times 10^3}{6087,13} 3,13 = 0,16 MPa$$

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

Type 02: $\begin{cases} \sigma_{bc(x)} = 0.57 MPa \\ \sigma_{bc(y)} = 0.18 MPa \end{cases} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Type 03: $\begin{cases} \sigma_{bc(x)} = 1.15 MPa \\ \sigma_{bc(y)} = 0.59 MPa \end{cases} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Type 03 $\begin{cases} \sigma_{bc(x)} = 0.63 MPa \\ \sigma_{bc(y)} = 0.16 MPa \end{cases} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

c. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6mm$; $\eta = 1.6$

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

• Sens I_x :

Type 02 :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{1.1 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 28.11 MPa$$

Type 03 :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{2.25 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 57.49 MPa$$

Type 04 :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{1.23 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 31.43 MPa$$





• **Sens I_y :**

Type 02 :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{0.34 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 8.69 MPa$$

Type 03 :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{1.15 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 29.39 MPa$$

Type 04 :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{0.3 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 7.66 MPa$$

Type 02: $\begin{cases} \sigma_{st(x)} = 28.11 MPa \\ \sigma_{st(y)} = 8.69 MPa \end{cases} < \sigma_{st} = 201,63 MPa$ condition vérifiée

Type 03: $\begin{cases} \sigma_{st(x)} = 57.49 MPa \\ \sigma_{st(y)} = 29.39 MPa \end{cases} < \sigma_{st} = 201,63 MPa$ condition vérifiée

Type 04: $\begin{cases} \sigma_{st(x)} = 31.43 MPa \\ \sigma_{st(y)} = 7.66 MPa \end{cases} < \sigma_{st} = 201,63 MPa$ condition vérifiée

d. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$F = F_1 + F_2$ avec: $F_1 = \frac{Ql^4}{8EI}$ Flèche due à la charge Répartie

$F_2 = \frac{pl^3}{3EI}$ flèche due à la charge concentrée

e. Détermination du centre de gravité :

Le même résultat pour les 03 types (02 ,03 ,04)

$$Y_G = \frac{\sum AI \cdot Y}{\sum AI} = \frac{(b \cdot h) \frac{h}{2} + (\eta \cdot A_s \cdot d)}{(b \cdot h) + (\eta \cdot A_s)}$$

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7.5) + (15 \times 3.14 \times 13.5)}{(100 \times 15) + (15 \times 3.14)} = 7.68 cm$$

$Y_G = 7.68 cm$

$Y_2 = h - Y_G = 7.32 cm$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + \frac{b Y_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$





$$I = \frac{100.7,68^3}{3} + \frac{100.7,32^3}{3} + 15.3,14 \cdot (13,5 - 7,68)^2 = 29475,99 \text{cm}^4$$

• **Calcul de la flèche :**

$$F_{cal} = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

Type 02 :

$$F_{cal} = \frac{(1,1)^3 \cdot 10^2}{32164.19 \times 10^{-5} \times 29475.99} \left[\frac{13.19 \times 1,1}{8} + \frac{2.47}{3} \right] = 0,037 \text{cm}$$

Type 03:

$$F_{cal} = \frac{(1,8)^3 \cdot 10^2}{32164.19 \times 10^{-5} \times 29475.99} \left[\frac{13.19 \times 1,8}{8} + \frac{2.47}{3} \right] = 0,023 \text{cm}$$

Type 04 :

$$F_{cal} = \frac{(1,0)^3 \cdot 10^2}{32164.19 \times 10^{-5} \times 29475.99} \left[\frac{13.19 \times 1,0}{8} + \frac{2.47}{3} \right] = 0,089 \text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250$$

Type 02 :

$$F_{ad} = L/250 = 110/250 = 0,44 \text{cm}$$

Type 03 :

$$F_{ad} = L/250 = 180/250 = 0,72 \text{cm}$$

Type 04 :

$$F_{ad} = L/250 = 100/250 = 0,4 \text{cm}$$

Type02

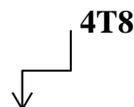
$$F_{cal} = 0,091 \text{cm} < F_{ad} = 0,56 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Type03:

$$F_{cal} = 0,091 \text{cm} < F_{ad} = 0,56 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Type04:

$$F_{cal} = 0,091 \text{cm} < F_{ad} = 0,56 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$



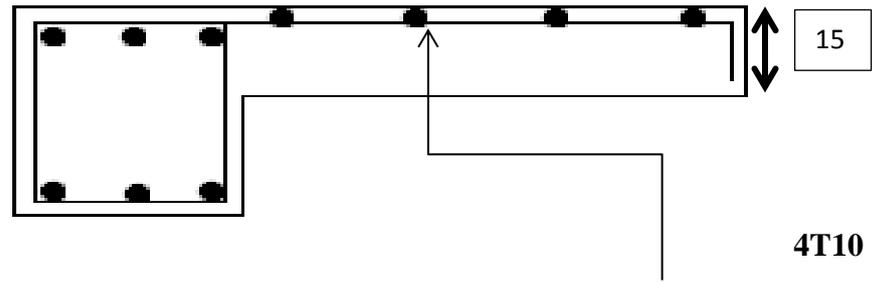


Figure III.3.5 : schéma de ferrailage du balcon





III.4. Ascenseur

Introduction:

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et Le contre poids.

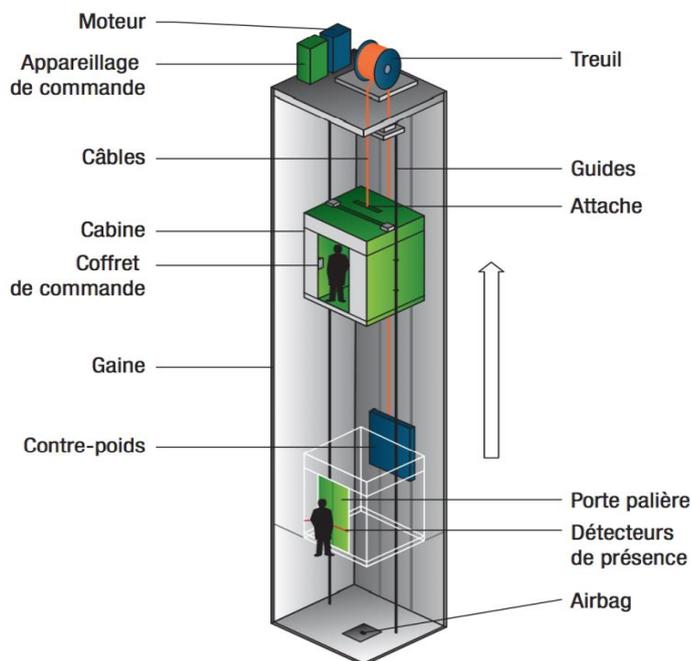


Figure. III.4.1: Schéma d'un ascenseur.

III.4.1. Etude de l'ascenseur :

D'après (**NF-P82-209**) qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge **P58/59**).

C'est ainsi que la norme (**NF-P82-208**) a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de **08 personnes** dont la charge maximale est d'environ **630 Kg**, donc les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.10\text{m}$
- Longueur de la cabine : $P_c = 1.40\text{m}$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20\text{m}$





- Largeur du passage libre : $L_p = 0.80\text{m}$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00\text{m}$
- Epaisseur de voile : $e = 20\text{ cm}$
- Hauteur de course : $C = 24.48\text{cm}$

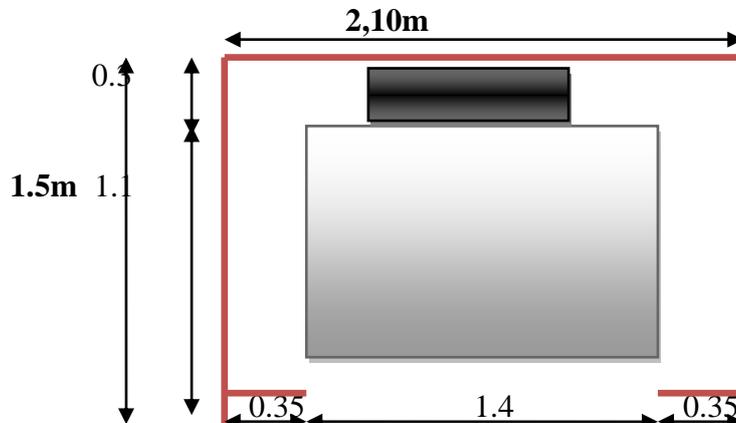


Figure III.4.2 : Schéma d'un ascenseur

III.4.2. Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP75-2), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de $1,96\text{ m}^2$. Ses dimensions selon (NFP82-22).

Charge d'exploitation : $q = 630\text{Kg}$ (8 personnes)

Surface latérale : $S_l = ((2 \times 1,4) + 1,1) \times 2,2 = 8,58\text{m}^2$.





Tableau III.4.1 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S=8.58m^2$	$M_1 = 11,5 \times 8.58 \times 2 = 138.14 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S= 1.5 \times 2.1=3.15m^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3.15 = 346.5 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{0_1} \times S = 20 \times 3.15 = 63\text{kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 m^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1029,64 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1029.64 + 675/2 = 1345,64 \text{ kg}$

III.4.3.Calcul des la charge total q_u :

III.4.3.1.Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-75-2), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (630 + 1029,64) = 19915,68 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à :

$$C_r = \frac{19915,68}{0,85} = 23430,21 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$



**Avec :**

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22$ m et $m=2$ on a : $C_r(1 \text{ câble}) = 8152$ kg

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ câble}) \times m} = \frac{23430,21}{8152 \times 2} = 1,48$$

On prend : **n = 2** câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.4.3.2.Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515$ kg / m ;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 24,48$ m

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 24,48 = 50,42 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 630 + 1029,64 + 50,42 = 1710,06 \text{ kg}$$

III.4.3.3.Vérification de C_r :

$$C_r = C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1710,06} = 16,20 > 12; \text{ Condition vérifiée}$$

III.4.3.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1029,64 + 1345,64 + 1200 + 50,42 = 3625,7 \text{ kg}$$

$$Q = 630 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5839,69 \text{ kg}$$

III.4.3.5 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = \text{kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5839,69}{4} = 1459,92 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :





$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250\text{kg} > q_0 = 1459,92\text{kg}$$

❖ Il n y a pas de risque de poinçonnement.

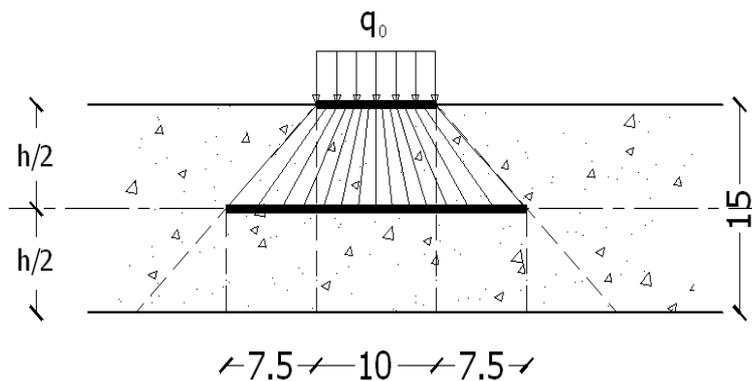


Figure. III.4.3: Répartition des charges

III.4.3.6 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

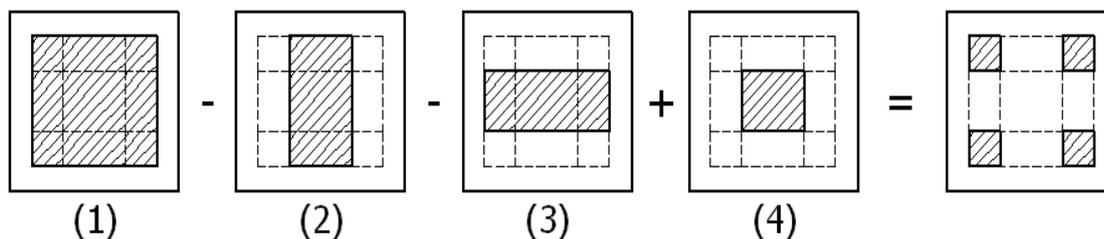


Figure. III.4.4 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.





a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 160 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

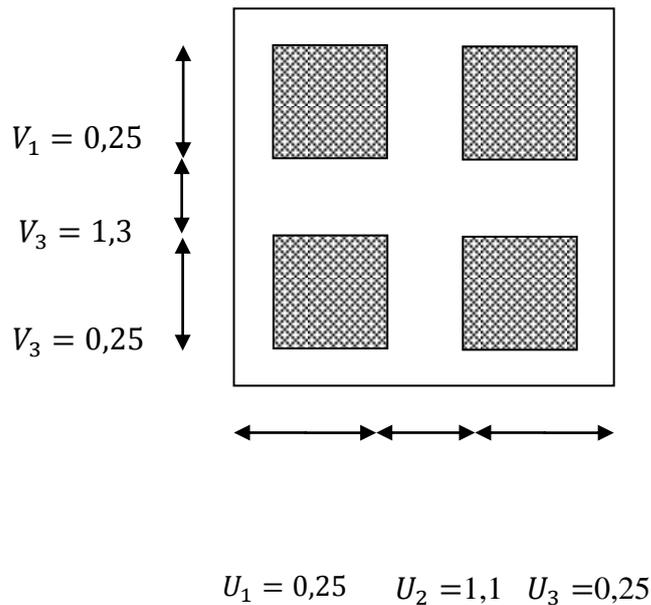


Figure.III.4.5: Dessin montrant la concentration des charges

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U:

$$(\nu = 0) : M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{5814,18}{0,25 \times 0,25} = 93026,88 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,76	1,2	0,109	0,066	2,88	267917,41	29202,99	17682,55
2	0,52	1,2	0,151	0,076	1,98	184193,22	27813,17	13998,68
3	0,76	0,86	0,126	0,086	2,08	193495,91	24380,48	16640,65
4	0,52	0,86	0,181	0,102	1,43	133208,44	24110,73	13587,26

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1120,07 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 630,48 \text{ kg. m}$$





d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$L_x = 2,1\text{m}$ et $L_y = 1,5\text{ m}$ et $h_0 = 15\text{ cm}$

Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375\text{ kg / m}$

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

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25\text{ kg / m}$

d.2) Sollicitations :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.1} = 0.72$

Donc : la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$\alpha = 0.72 \rightarrow \mu_x = 0,0658$ et $\mu_y = 0,4624$

Donc : $M_{x2} = 97.16\text{kg.m}$ et $M_{y2} = 44,93\text{ kg.m}$

d.3) Les moments appliqués sur la dalle :

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 97,16 + 1120,07 = 1217,23\text{kg / m}$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 44,93 + 630,48 = 675,41\text{ kg / m}$

d.4) Les moments retenus sont :

➤ **En travée :**

$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 912,92\text{kg / m}$

$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 506,55\text{kg / m}$

➤ **Sur appuis :**

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 608,62\text{ kg / m}$

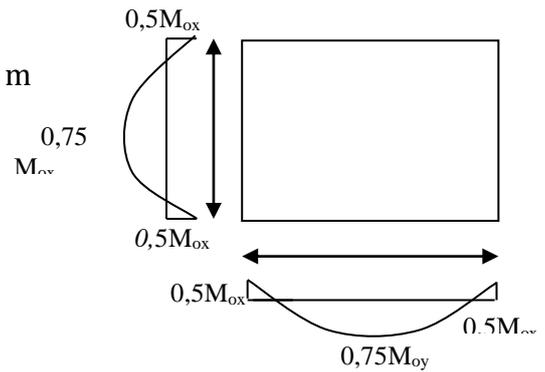


Figure. III.4.6 : Moments de la dalle.

III.4.3.7.ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100\text{ cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13,5\text{ cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

➤ **Sens L_x**

- **Le moment ultime :**

$M_{tx} = 912,92\text{ kg / m} = 9129,2\text{N.m}$





- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9129,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,980$

- La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9129,2}{0,980 \times 13,5 \times 348} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Sens L_y :

- Le moment ultime :

$$M_{ty} = 506,55 \text{ kg} / \text{m} = 5065,5 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5065,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,990$

- La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5065,5}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

- Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 608,62 \text{ kg} / \text{m} = 6086,2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6086,2}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,990$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6086,2}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,72$, on peut appliquer la formule suivante :

➤ Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,09 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$





➤ **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,72}{2} \right) = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

➤ **En travée :**

• **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

• **On calcul V_x et V_y :**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases} ; \quad V_x > V_y$$





$$V_x = 656,25 \times \frac{1,5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,72}{2}} = 361,9 \text{ N} = 0,3619 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,5}{3} = 328,1 \text{ N} = 0,3281 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1459,62}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 1946,16 \text{ N} = 1,946 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{1459,62}{3 \times 0,25} = 9159,33 \text{ N} = 1,946 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \quad \text{parce que} \quad u = v$$

$$\text{Donc : } V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,3619 + 1,946 = 2,31 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,3281 + 1,946 = 2,27 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 2,31 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{2,31 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} . \text{ Condition vérifiée}$$

On déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.3.8 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \quad \text{avec : } v = 0,2 \text{ (E. L. S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3625,7 + 630) \frac{1}{4} = 1063,93 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1063,93}{0,25^2} = 17022,88 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17022,88 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,5 \text{ m}$ et $L_y = 2,1 \text{ m}$.



**Tableau III.4.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S).**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P'_{ser} (kg / m ²)	M_{0x} (kg.m)	M_{0y} (kg.m)
1	0,76	1,2	0,109	0,066	2,88	49025,89	5990,06	4304,47
2	0,52	1,2	0,151	0,076	1,98	33705,30	5601,82	3579,50
3	0,76	0,86	0,126	0,086	2,08	35407,59	5070,36	3937,33
4	0,52	0,86	0,181	0,102	1,43	24342,72	4902,62	3364,16

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 220,5 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 151,8 \text{ kg. m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**1) Chargement :**

$$L_x = 1,5 \text{ m et } L_y = 2,1 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{2,1} = 0,72$$

$$\text{Donc : la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0658 \text{ et } \mu_y = 0,4624 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 220,5 \text{ kg. m et } M_{0yr} = 151,8 \text{ kg. m}$$

1) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 290,82 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 184,32 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 218,12 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 138,24 \text{ kg / m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 145,41 \text{ kg / m}$$





III.4.3.9 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

a) En travée :

$$M_{tx} = 2181,2 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2181,2}{6087,13} \times 3,13 = 1,12 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,12 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 1454,1 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1454,1}{6087,13} \times 3,13 = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 9 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 1328,4 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$





a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1382,4}{6087,13} \times 3,13 = 0,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,71 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.4.3.10 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au de là de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 10,5 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$





• Suivant L_y :

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

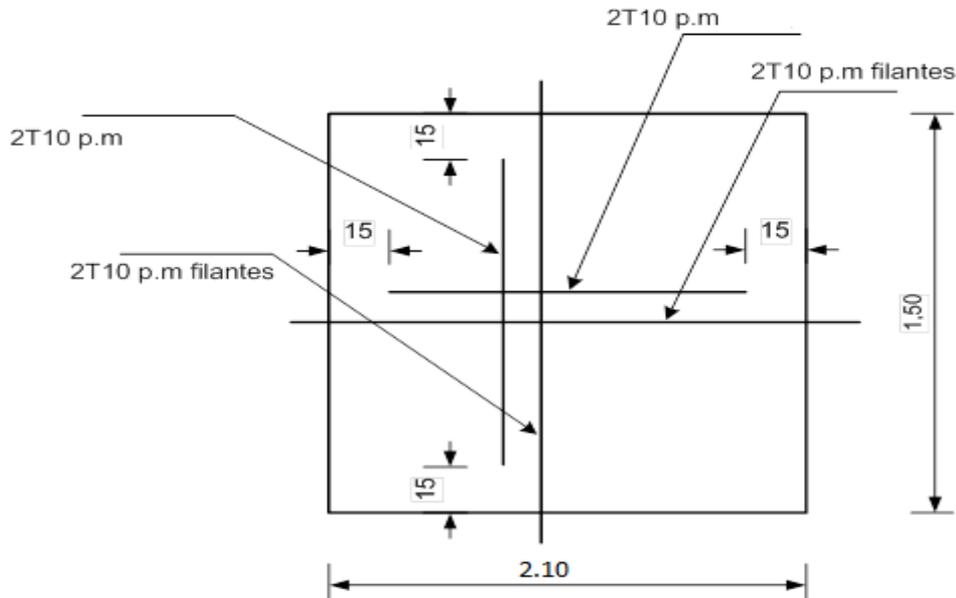


Figure.III.4. 7 : Armatures inférieures (en travée).

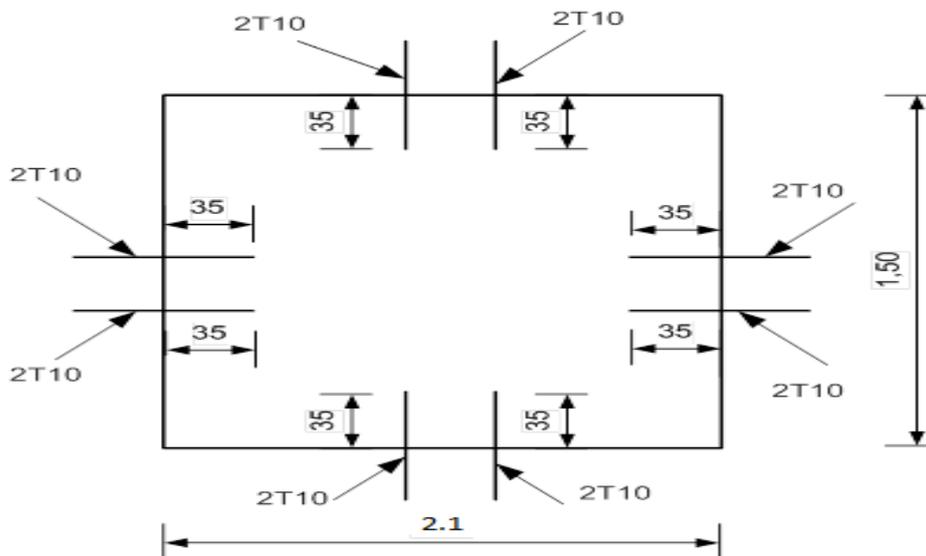


Figure : IV.5 : Armatures supérieures (sur appuis)



Chapitre IV

Calcul des planchers



Chapitre IV : Calcul des planchers

Introduction:

le plancher est un élément de contreventement horizontale , soit en corps creux ,soit en dalle plain.

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent principalement 3 fonctions:

- ✓ **La résistance** :ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sue eux et les transmettre aux élément porteurs(poteaux, voiles,...) ;rigidifier la structure et participer à la résistance(répartition des efforts horizontaux)
- ✓ **Isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages(les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire)
- ✓ **Economie** :dans la coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu)

On peut les classer en deux catégories { les planchers coulés sur place (traditionnels)
les planchers préfabriqués (partielle)

- ❖ Notre structure étudiée composée du plancher à corps creux qui constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis l'ensemble recouverts par une dalle de compression en béton légèrement armé ;les poutrelles sont des poutres de section **T** et disposées suivant la petite portée perpendiculaire aux poutres principales .

D'après le pré-dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20cm (16+4)

- ◆ Hauteur du corps creux=16cm
- ◆ Epaisseur de dalle compression =4cm

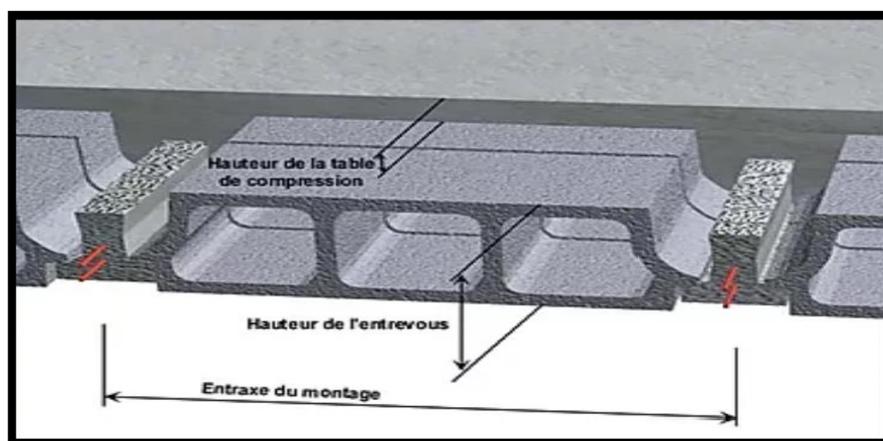


Figure IV.1 : Plancher à corps creux





- ❖ **Composition du plancher** : est composé de corps creux ,des poutrelles ,et d'une dalle en béton armé de faible épaisseur

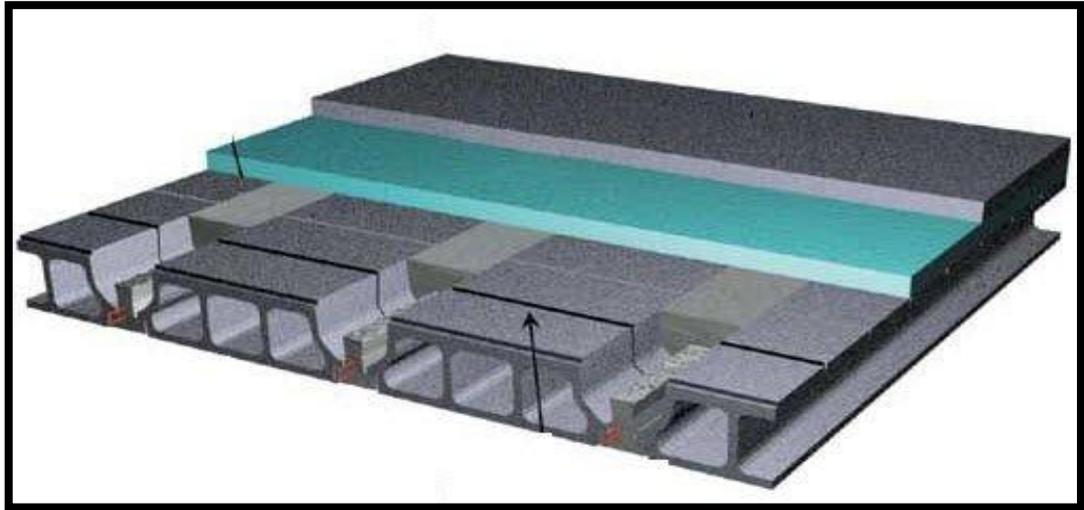


Figure IV.2 : Composition du plancher

- ❖ **Corps creux** : généralement en béton sont disposée entre les poutrelles et servent du coffrage à la dalle couléés sur toute la surface du plancher.

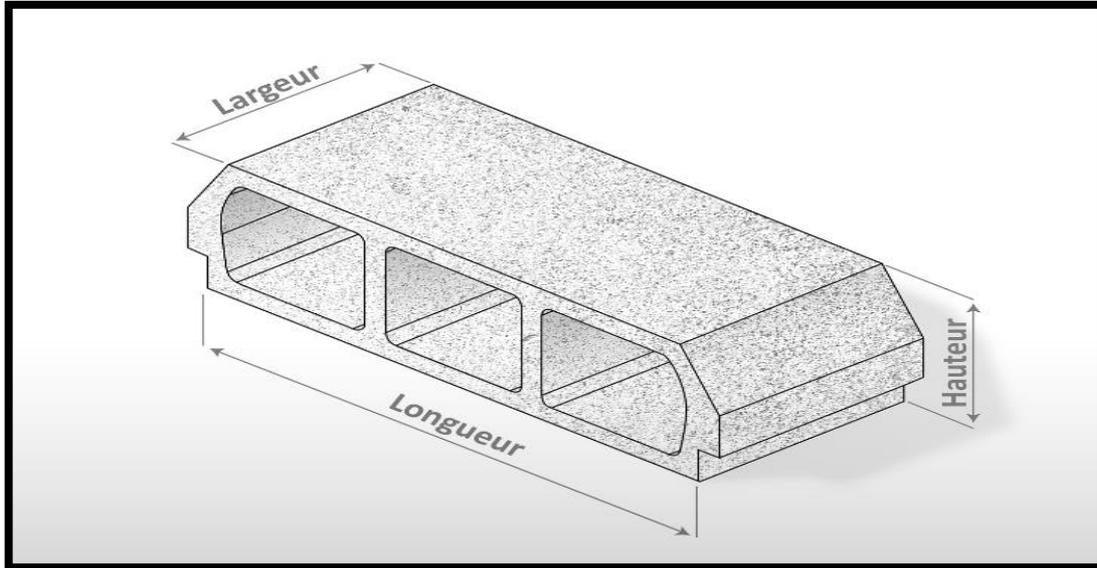


Figure IV.3 : corps creux





- ❖ **Les poutrelles** : en béton armé coulées sur place ou préfabriquées ont la forme en T inversé les armatures sont entièrement enrobées de béton sont disposées perpendiculairement aux sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'ourdis .

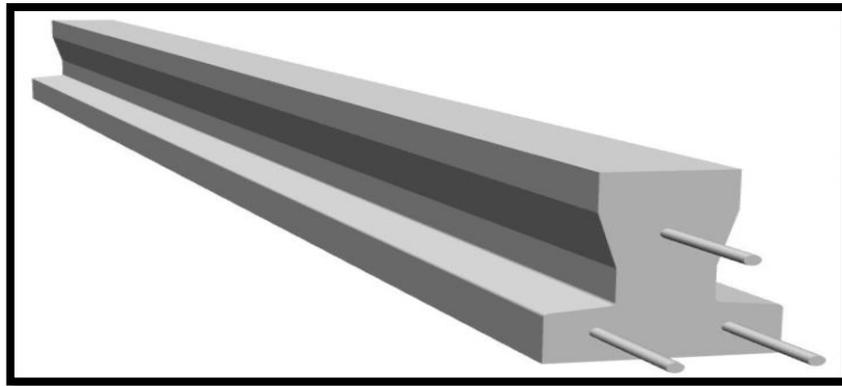


Figure IV.4 : poutrelle en béton armé

- ❖ **La dalle de compression** : armée d'un simple quadrillage d'armature de compression (treillis soudés), et le rôle de ce dernier est de transmettre les charges ; évités les fissures en béton .

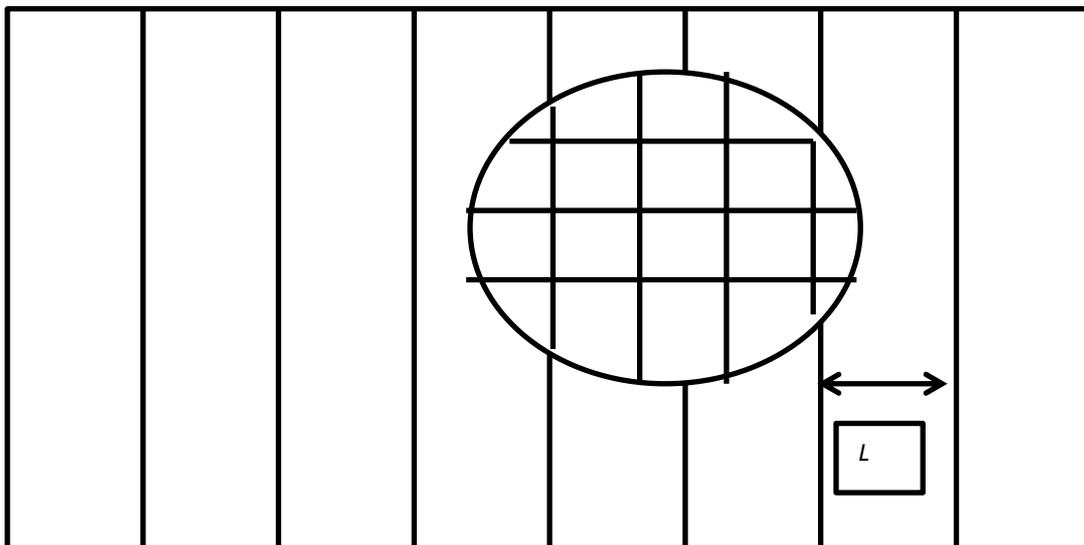


Figure IV.5 : La dalle de compression





❖ Calcul du plancher à corps creux :

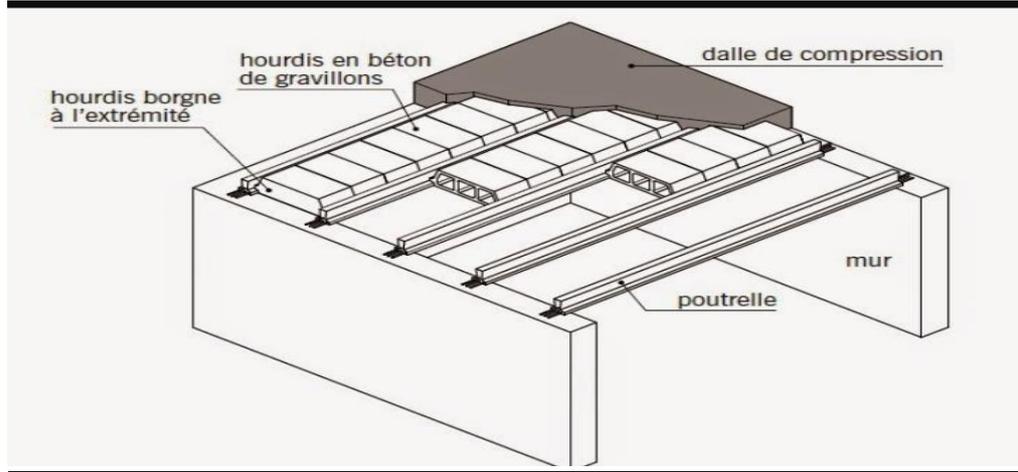


Figure IV.6 : détail d'un plancher en corps creux

IV.1- pré-dimensionnement des poutrelles :

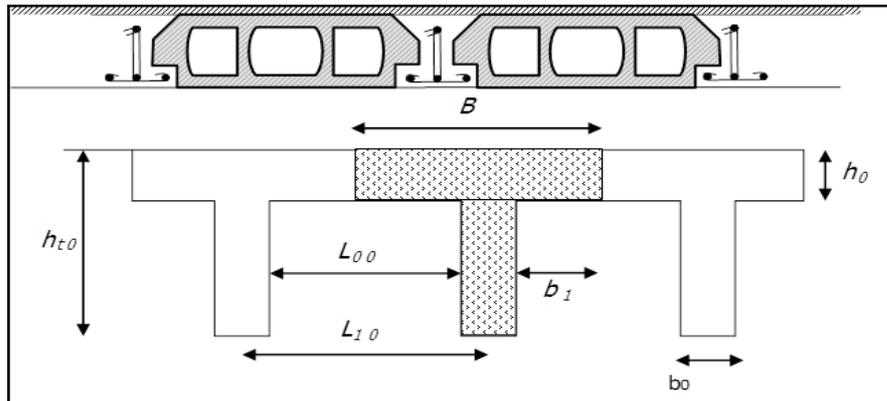


Figure IV.7 : coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle

❖ La structure à étudier étant une construction courante avec une surcharge modérée.

($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) Donc le type de plancher à adopter est un plancher à corps creux .

Nous avons un plancher à corps creux $h_t=20\text{cm}$

- { 16cm : corps creux
- { 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

- { Hauteur du plancher $h_t=20\text{cm}$
- { Épaisseur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$





- Le calcul de la largeur de nervure - b_0 - se fait à partir des conditions suivantes:

$$\begin{cases} 0.4ht \leq b_0 \leq 0.3 ht \\ 0.4(20) \leq b_0 \leq 0.3 (20) \end{cases} \leftrightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

Selon le B.A.E.L :

$$\begin{cases} \frac{L_n + b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis de la travée considérée

L_n : la distance entre axes des nervures

h_0 : la hauteur de la dalle de compression (4cm)

Suivant les normes algériennes (DTR.B.C), la distance L_n est prise généralement égale à **65cm**.

Alors :

$$b_1 = \min(26.5 ; 42 ; 28) \rightarrow \text{Donc on prend } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 \rightarrow \text{Alors } b = 65 \text{ cm}$$

Les poutrelles étudiées dans notre auront les dimensions suivants :

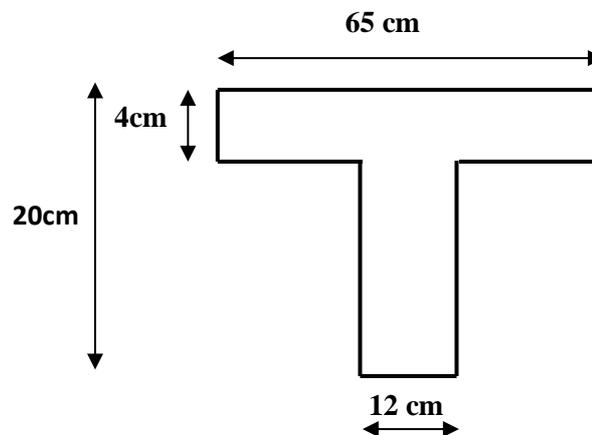


Figure: IV.8. Coupe transversale de poutrelle.





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

a) 1^{er} phase (avant le coulage de la dalle de compression) :

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent iso statiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ($Q = 1 \text{ kN/m}^2$). Ces charges engendrent un moment fléchissant ($M_0 = ql^2/8$), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité d'un étaieement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

a/1. Evaluation des charges et calcul des combinaisons :

❖ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$

Donc : $G = 0,74 \text{ kN/m}$

❖ Surcharges d'exploitations :

Une surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}$

a/2. Les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 4,2^2}{8} = 5,51 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50 \times 4,2}{2} = 5,25 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 4,2^2}{8} = 3,84 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,74 \times 4,2}{2} = 3,65 \text{ kN}$$





a/3.Ferraillage de la poutrelle :

On a $b = 12 \text{ cm} ; d = 3,6 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.51 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 2.50 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$\mu > \mu_r \rightarrow$ Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaire, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

b) 2^{ième} phase (après le coulage de la dalle de compression) :

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.

• Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1. Méthode de calcul des sollicitations :

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois moments
- ✓ Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

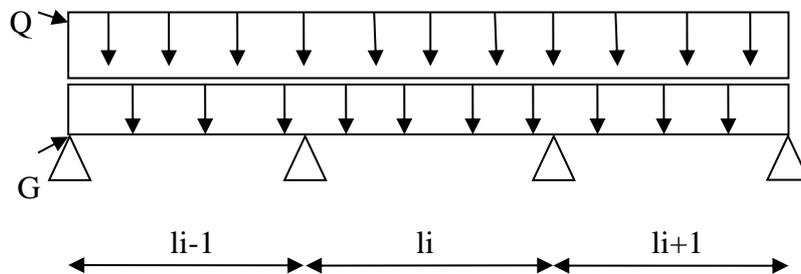


Figure IV.9.Schéma d'une Poutre

▪ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$)
- 4 la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.





Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

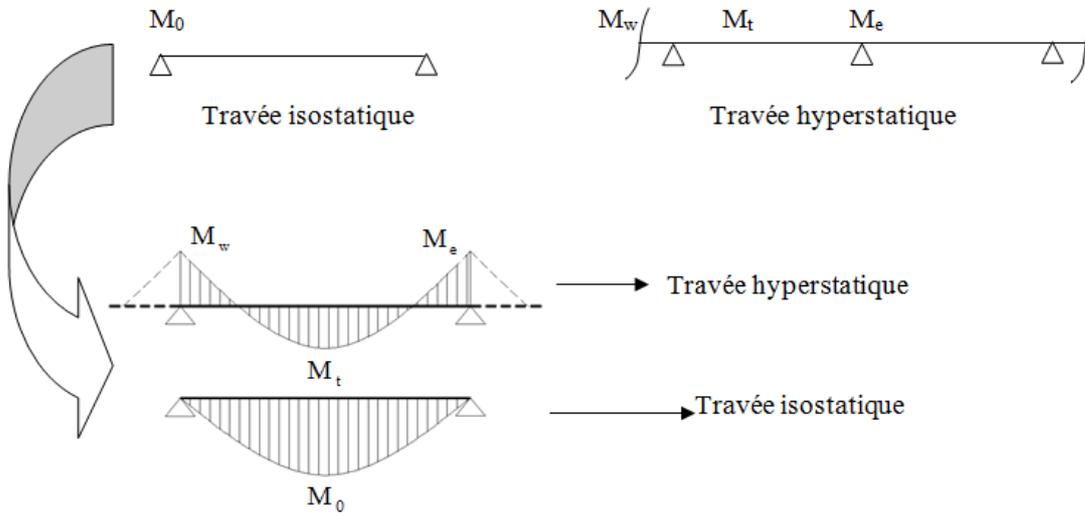


Figure. IV.10 : Schéma explicatif.

Selon le B.A.E.L 91, les valeurs de Mw, Mt, Me doivent vérifier les conditions suivantes:

$$\begin{cases} M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2 \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive} \end{cases}$$

M₀: moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans 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 :**

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





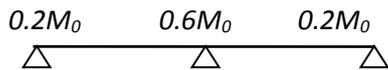
• **Travée intermédiaire :**

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

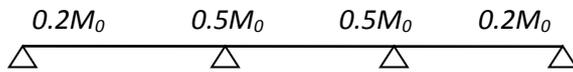
❖ **Valeurs des moments aux appuis:**

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

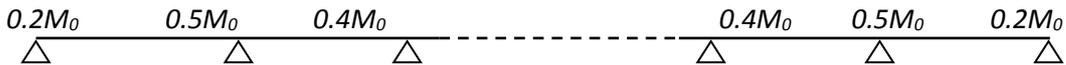
1) **Cas de 02 travées :**



2) **Cas de 03 travées :**



3) **Cas de plus de 03 travées :**



Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$



Figure IV.11.: Schéma explicatif.

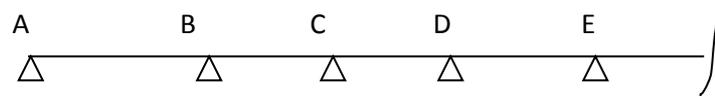
La méthode forfaitaire modifiée :

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 :





1) 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. $0,5M_0$ (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 $0,4M_0$ (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)



Figure.IV.12 : Schéma explicatif.

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré 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 $0,5M_0$ M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

2) cas d'une travée de rive :

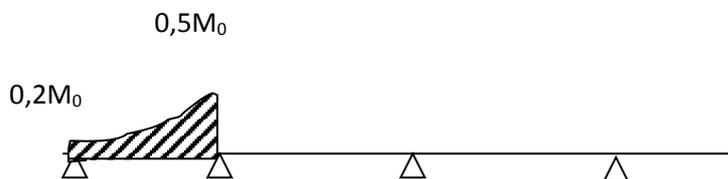


Figure.IV.13. : Schéma explicatif.





- ❖ 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 $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

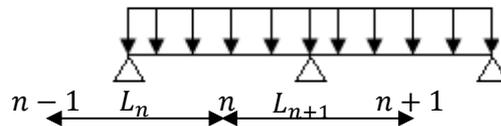


Figure.IV.14. : Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

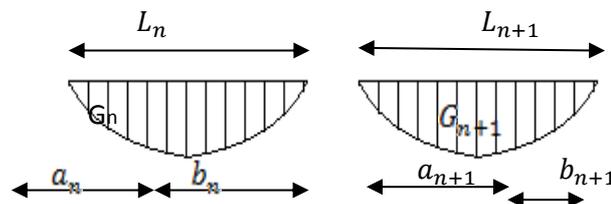


Figure.IV.15: Schéma explicatif.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$





Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1})$$

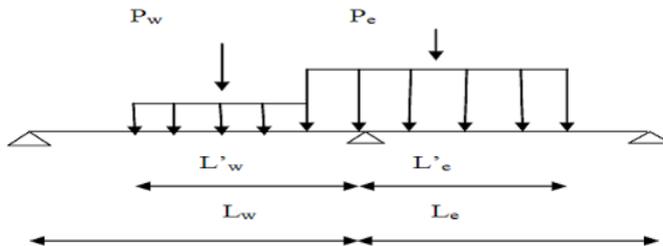
$$= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.



FigureIV.16 :schéma explicatif

Domaine d'application :

la méthode s'applique essentiellement aux poutre-plancher des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : [$q > 2g$ ou $q > 5 \text{KN/m}^2$] .

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions **b** , **c** ou **d** de la méthode forfaitaire n'est pas validée (inerties variables ;différence de longueur entre les portées supérieure 25% ;fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas ,il faut appliquer la méthode Caquot minorée qui consiste à prendre [$g' = 2g/3$] pour le calcul des moments sur appuis .

Evaluation des moments sur appui :

Pour le calcul des moments sur appuis M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte
- On adopte des longueurs de portées fictives [l'],telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rive
 - $l' = 0.8 l$ pour les travées intermédiaires.





➤ **Moment sur appuis :**

$M_A = 0.2 M_0 \rightarrow$ Appuis de rive

$$M_B = \frac{-p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \rightarrow \text{Appuis intermédiaire}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T = \frac{ql}{2} + \Delta T \\ T = -(\frac{ql}{2} + \Delta T) \end{cases}$$

$$\Delta T = \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_t = \frac{T^2}{2q} + M_{\text{appuis}}$$

IV.3.5 Calcul des poutrelles des planchers

Evaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

❖ **Etage courant et RDC :**

$$\begin{cases} G = 5,1 \text{ KN/ml} \rightarrow \\ Q = 1,5 \text{ KN/ml} \rightarrow \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0.65 = 5,94 \text{ KN/ml.} \\ q_{\text{ser}} = (G+Q) \times 0.65 = 4,29 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

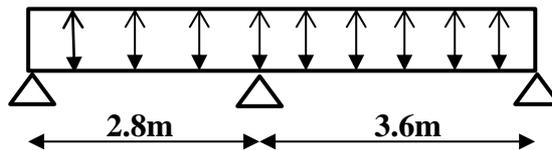
❖ **Terrasse :**

$$\begin{cases} G = 6,28 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0.65 = 6,49 \text{ KN/ml.} \\ q_{\text{ser}} = (G+Q) \times 0.65 = 4,73 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

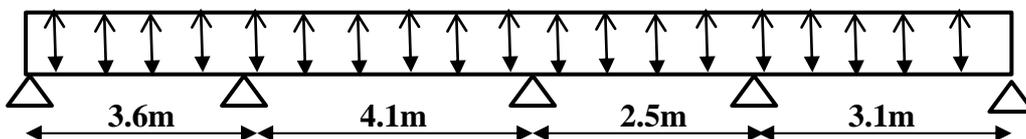
Type des poutrelles:

Notre construction comporte 06 types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type 01 :

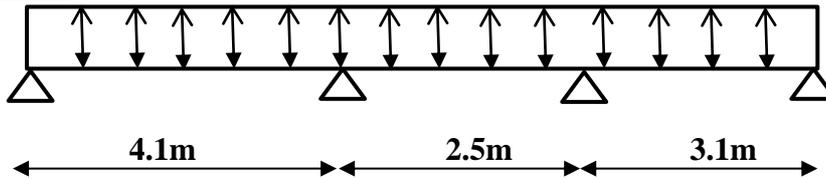


Type 02 :

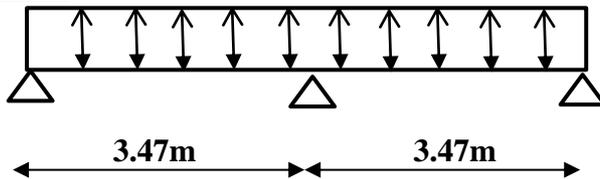




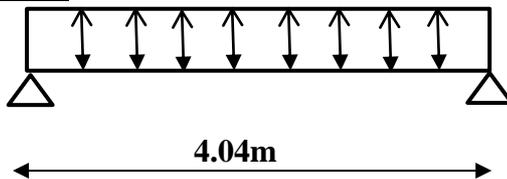
Type 03 :



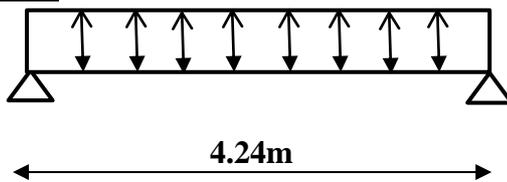
Type 04 :



Type 05 :



Type 06:



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

- Plancher étage courant + RDC : $G=5,1 \text{ KN/m}^2$, $Q=1,5\text{KN/m}^2$

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

- Plancher terrasse : $G= 6,28 \text{ KN/m}^2$, $Q=1\text{KN/m}^2$

$Q=1\text{KN/m}^2 < 2G= 12,56 \text{ KN/m}^2$Condition Vérifiée.

2) Poutrelle à inertie constante ($I=Cte$).....Condition Vérifiée.

3) Fissuration peu préjudiciable.

- Les planchers des étages courant +RDC, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.....Condition vérifiée

- Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable Condition non vérifié.

Donc : dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments

4) $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

- cette condition n'est pas vérifiée dans les types (02 et 03)

Donc : dans le cas de les types (02 et 03) , on applique la méthode de CAQUOT

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.





Les charges par mètre linéaire /Ml

Plancher RDC et étages courant :

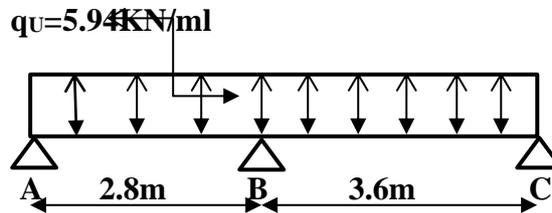
IV.3.Calcul des sollicitations :

$q_u = 5,94 \text{ kN/m}$ et $q_{ser} = 4,29 \text{ kN/m}$

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,227 ; \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :**

Type 01 :



1/Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U :

a) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{5,94 \times 2,8^2}{8} = 5,82 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,6^2}{8} = 9,62 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis

$$M_A = 0,2 \times M_0^{AB} = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max\{ M_0^{AB} ; M_0^{BC} \} = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 \times M_0^{BC} = 1,92 \text{ KN.m}$$

c) Moment en travée :

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

➤ **Travée AB :**

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{AB} = 1,07 \times M_0^{AB} - \frac{1,16 + 5,77}{2} = 2,76 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 0,63 \times M_0^{AB} = 3,67 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_t^{AB} = 3,67 \text{ KN.m}$$





➤ **Travée BC :**

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &= 1.07 \times M_0^{BC} - \frac{5.77 + 1.92}{2} = 6.45 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} &= 0.63 \times M_0^{BC} = 6.06 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \rightarrow M_t^{BC} = 6.45 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

➤ **Travée AB :**

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u x l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 6.67 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{q_u x l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -9.96 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée BC :**

$$\begin{cases} T_B = \frac{q_u x l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 11.76 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{q_u x l_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -9.62 \text{ KN} \end{cases}$$

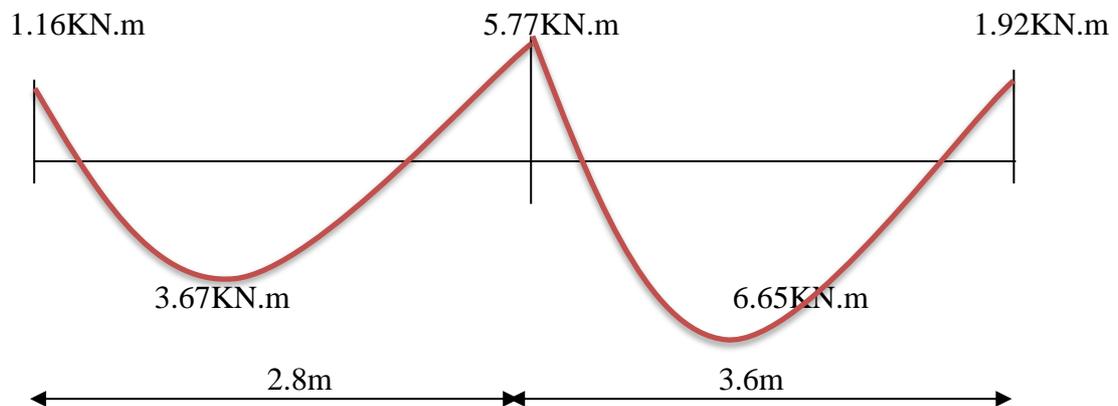


Figure IV.17. : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]



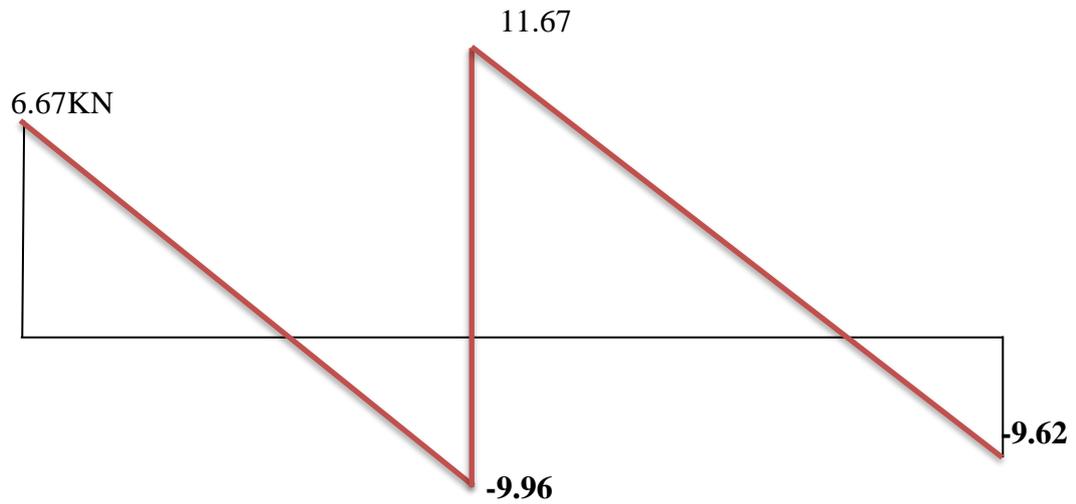


Figure IV.18: Diagramme des efforts tranchant T [KN]

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. : Récapitulatifs des résultats des moments fléchissant et efforts tranchant des poutrelles type01

Travée	/	AB		BC
L (m)	/	2,8		3,6
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	5.82		9.62
	E.L.S	4,20		6,95
Appui	/	A	B	C
Coefficient forfaitaire	/	0,2	0,6	0,2
M_a (Appui)	E.L.U	1,16	5,77	1,92
	E.L.S	0,84	4,17	1,39
M_t (1)	E.L.U	2.76		6.45
	E.L.S	1.99		4,73
M_t (2)	E.L.U	3.67		6.06
	E.L.S	2,65		4,38
M_t (Adopté)	E.L.U	3.67		6,45
	E.L.S	2.65		4,66
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	T_w	6,67		11,76
	T_e	-9,96		-9,62





Pour le plancher EC et RDC les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et I.E.L.S.

Tableau IV.2. détermination des résultats des moments fléchissant et efforts tranchant par méthode forfaitaire des poutrelles types (04 ;05 ;06)

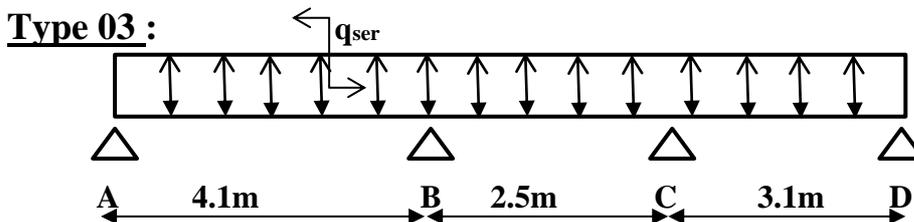
Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U				E.L.U		E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w (-)	M _e (-)	T _w (-)	T _e (-)	M ₀	M _t	M _w (-)	M _e (-)
04	AB	3,47	8.94	5.99	1,79	5.3	9.28	11.3	6.4	4.33	1,2	3,8
	BC	3,47	8.94	5.99	5.36		11,3		6	4.33	9	8
05	AB	4.04	12.12	8.12	4.85	4.8	11.9	11.9	8.7	5.86	3.5	3.5
06	AB	4,24	13.35	8.95	5.34	5.3	12.5	12.5	9.6	6.45	3.8	3.8
						4	9	9	4		6	6

Calcul les poutrelles par la méthode Caquot :

0,8 ≤ Li/Li+1 ≤ 1,25 Condition non vérifiée.

cette condition n'est pas vérifiée dans les types (02 et 03)

Donc : dans le cas de les types (02 et 03) , on applique la méthode de CAQUOT



A L'E.L.S

$q_{ser} = G + Q \times 0.65 = 4.29 \text{ KN/m}$

$q'_{ser} = G \times \frac{2}{3} + Q \times 0.65 = 3.19 \text{ KN/m}$

- travée intermédiaire → L=0.8l'
- travée de rive → L=l'





➤ Moment sur appuis :

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{3.19 \times 4.1^2}{8} \right) = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{3.19 \times 3.1^2}{8} \right) = 0.78 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{-p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{-3.19 \times 4.1^3 + 3.19 \times 2^3}{8.5(4.1 + 2)} = -4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{-3.19 \times 2^3 + 3.19 \times 3.1^3}{8.5(2 + 3.1)} = -2.78 \text{ KN}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$\begin{cases} T = \frac{ql}{2} + \Delta T \\ T = -\left(\frac{ql}{2} + \Delta T\right) \end{cases}$$

$$\Delta T = \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \rightarrow \begin{cases} \Delta T_1 = \frac{M_B - M_A}{L} = \frac{-4.73 - 0}{4.1} = -1.15 \\ \Delta T_2 = \frac{M_C - M_B}{L} = \frac{-2.78 + 4.73}{2.5} = 0.78 \\ \Delta T_3 = \frac{M_D - M_C}{L} = \frac{0 + 2.78}{3.1} = -0.89 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_A = \frac{4.29 \times 4.1}{2} - 1.15 = 7.64 \text{ KN} \\ T_A = -\left(\frac{4.29 \times 4.1}{2} - 1.15\right) = -7.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_B = \frac{4.29 \times 2.5}{2} + 0.78 = 6.14 \text{ KN} \\ T_B = -\left(\frac{4.29 \times 2.5}{2} + 0.78\right) = -6.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_C = \frac{4.29 \times 3.1}{2} - 0.89 = 7.54 \text{ KN} \\ T_C = -\left(\frac{4.29 \times 3.1}{2} - 0.89\right) = -7.54 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moments en travées :

$$M_t = \frac{T^2}{2q} + M_{\text{appuis}}$$

$$M_{t(AB)} = \frac{7.64^2}{2 \times 4.29} + 0 = 6.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(BC)} = \frac{6.14^2}{2 \times 4.29} + (-4.73) = -0.34 \text{ KN.m}$$





$$M_{t(AB)} = \frac{7.54^2}{2 \times (4.29)} + (-2.78) = 3.85 \text{ KN.m}$$

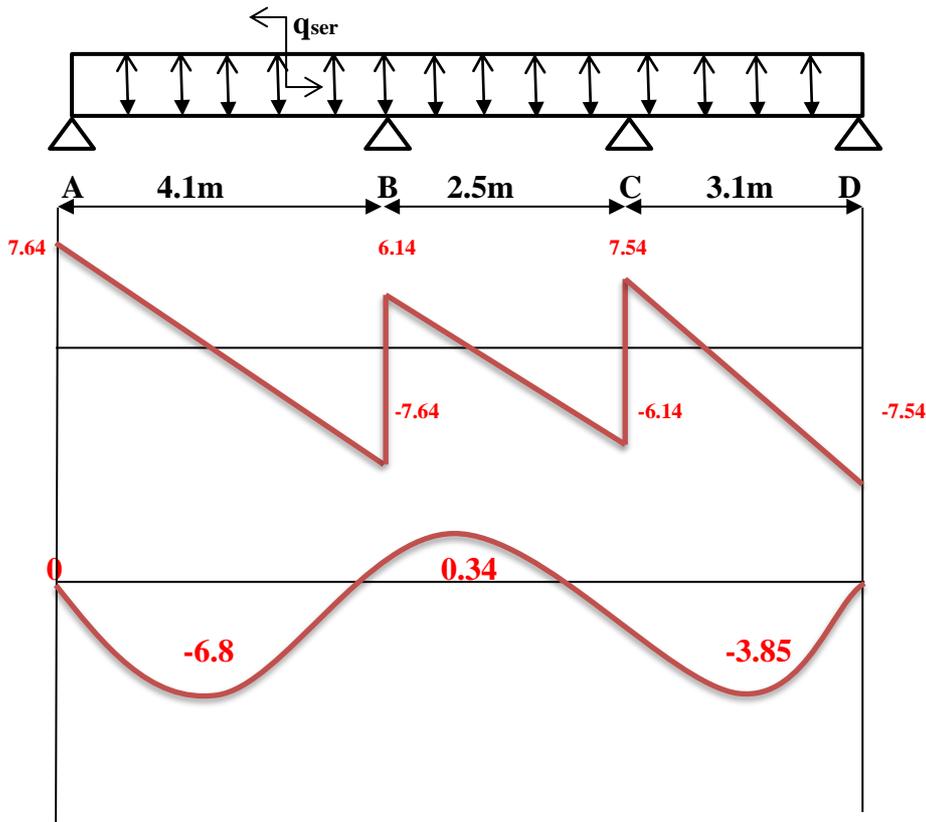
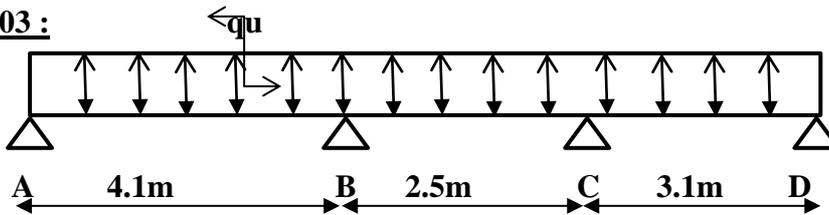


Figure IV.19 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants

AL'E.L.U :

Type 03 :



$$q_u = (1.35G + 1.5Q)0.65 = 5.94 \text{ KN/m}$$

$$q'_u = (1.35Gx^2_3 + 1.5Q)0.65 = 4.45 \text{ KN/m}$$

- travée intermédiaire → $L = 0.8l'$
- travée de rive → $L = l'$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{4.45 \times 4.1^2}{8} \right) = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{4.45 \times 3.1^2}{8} \right) = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{-p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{-4.45 \times 4.1^3 + 4.45 \times 2^3}{8.5(4.1 + 2)} = -6.6 \text{ KN.m}$$





$$M_C = \frac{-4.45 \times 2^3 + 4.45 \times 3.1^3}{8.5(2+3.1)} = -3.88 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$\begin{cases} T = \frac{ql}{2} + \Delta T \\ T = -(\frac{ql}{2} + \Delta T) \end{cases}$$

$$\Delta T = \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

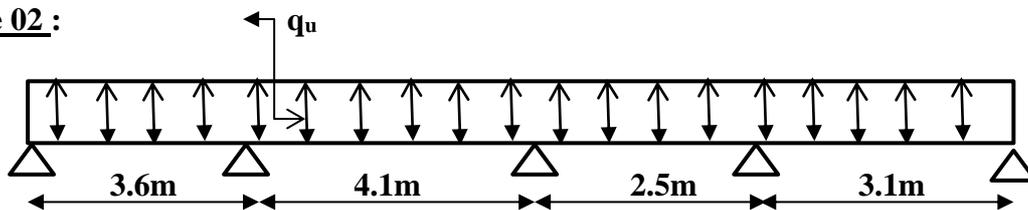
➤ Moments en travées :

$$M_t = \frac{T^2}{2q} + M_{\text{appuis}}$$

Tableau IV.3. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles types (03) à l'E.L.U

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	
L	4.1		2.5	
l'w _ l'e	4.1		2	
Pw _ Pe	5.94		5.94	
P'w _ P'e	4.45		4.45	
M_{appuis}	1.87	-6.6	-3.88	1.07
ΔT	-2.06		1.08	
T	10.12	8.5	10.79	-10.79
	-10.12		-8.5	
M_{travée}	10.49		-0.51	
			5.92	

Type 02 :



A L'E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)0.65 = 5.94 \text{ KN./ml}$$

$$q'_u = (1.35G \frac{2}{3} + 1.5Q)0.65 = 4.45 \text{ KN./ml}$$

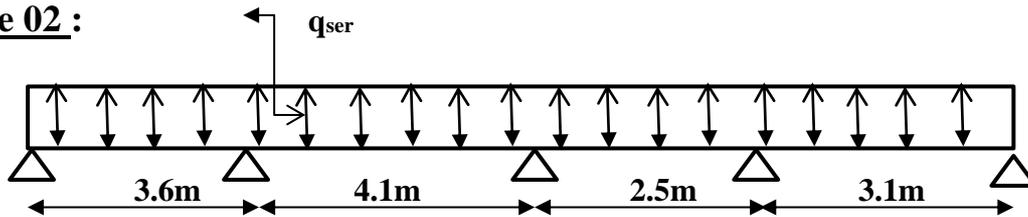




Tableau IV.4. détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles type (02) à l'E.L.U

Appuis	A	B	C	D	E	
Travée	AB		BC		CD	DE
l	3.6		4.1		2.5	3.1
l'_w - l'_e	3.6		3.28		2	3.1
P_w - P_e	5.94		5.94		5.94	5.94
P'_w - P'_e	4.45		4.45		4.45	4.45
M_{appuis}	1.44	-6.24	-4.29	-3.88	1.07	
ΔT	-2.13		0.48		0.17	1.65
T	8.56	12.66	7.59	10.86		
	-	-12.66	-	-		
	8.56		7.59	10.86		
M_{travée}	7.6	7.25	0.56	6.04		

Type 02 :



$$q_{ser} = (G+Q)0.65 = 4.29 \text{ KN/m}$$

$$q'_u = (Gx\frac{2}{3} + Q)0.65 = 3.19 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{4.45 \times 4.1^2}{8} \right) = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{4.45 \times 3.1^2}{8} \right) = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{-p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{-4.45 \times 4.1^3 + 4.45 \times 2^3}{8.5(4.1 + 2)} = -6.6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{-4.45 \times 2^3 + 4.45 \times 3.1^3}{8.5(2 + 3.1)} = -3.88 \text{ KN.m}$$





Tableau IV.5. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode Caquot des poutrelles type (02) A l'E.L.S

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB	BC	CD	DE	
l	3.6	4.1	2.5	3.1	
P_w - P_e	3.6	3.28	2	3.1	
P_w - P_e	4.29	4.29	4.29	4.29	
P'_w - P'_e	3.19	3.19	3.19	3.19	
M_{appuis}	1.04	-4.47	-3.08	-2.78	0.77
ΔT	-1.53	0.34	0.12	1.15	
T	6.19 - 6.19	0.77 -0.77	0.24 - 0.24	2.29 -2.29	
M_{travée}	5.51	-4.40	-3.07	-2.17	

Les sollicitation maximales de calcul sont:

• **E.L.U:**

- $M_{travée(max)} = 10.49 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 6.6 \text{ KN.m}$
- $T_{max} = 12.66 \text{ KN}$

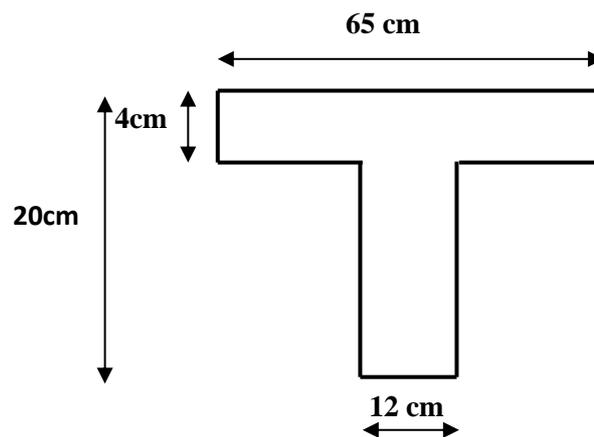


Figure: IV.20. Coupe transversale de poutrelle.

Données :

- Largeur de la poutrelle **b=65 cm.**
- Largeur de nervure **b₀=12cm.**
- Haute de la section **h_t=20 cm.**
- Epaisseur de la table de compression **h₀= 4 cm.**
- Hauteur utile **d=0,9h_t=18 cm.**
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés **f_e=400 Mpa**
- Contrainte aciers transversaux utilisés **f_e= 235 Mpa**
- Contrant du béton à 28jours **f_{c28}=25 Mpa.**
- Contrainte limite de traction du béton **f_{t28}=2,1 Mpa.**
- Fissuration non préjudiciable **$\sigma_{bc} = 14, 20 \text{ Mpa}$; $\sigma_c = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$**





IV.4. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U:

1-En travée :

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,20 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 10.49 \text{ KN.m} < 25.84 \text{ KN.m}$$

– Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_n) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à soumise à

$$M_{t(max)} = 10.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10.49 \times 10^3}{14,20 \times (18)^2 \times 65} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9825 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.49 \times 10^3}{0,9825 \times 18 \times 348} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

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

$$V_1 = ht - V$$

$$V_2 = \frac{(bxh_0x(h - \frac{h_0}{2})) + (b_0x(h - h_0)x(\frac{h - h_0}{2}))}{(bxh_0) + (b_0x(h - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{(65 \times 4) \times (20 - \frac{4}{2}) + (12 \times (20 - 4)) \times (\frac{20 - 4}{2})}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ cm}.$$

Avec :

$$I = \frac{bxV_1^3 - ((b - b_0)x(V_1 - h_0))^3}{3} + \frac{b_0x(b - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 6.25^3 - ((65 - 12)x(6.25 - 4))^3}{3} + \frac{12 \times (65 - 6.25)^3}{3} = 15486.91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486.91}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2.1^3}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2 \text{ ————— condition vérifiée.}$$





– On prend : 3T10 ; $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

Sur appuis:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)\text{cm}^2$

– Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.6 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,20} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.6 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{15486.91}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 1.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$ _____ condition non vérifiée

Le choix : 1T10 filante + 1T12 chapeau ; $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

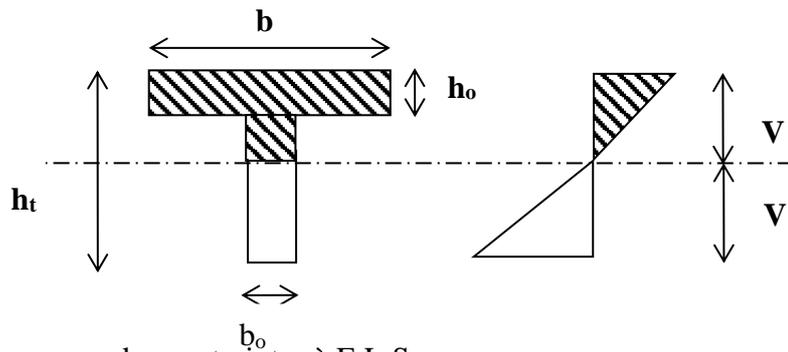


Figure - IV.21 : Diagramme des contraintes à E.L.S

Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t \text{ (ser)}} = 3,65 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A = 2.35.$$

$$32,50y^2 - 15 \times 2.35 \times (18 - y)^2 = 0$$

$$32.50y^2 + 35.25y - 634.5 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.35$$

Donc : $y = 3,9 \text{ cm}$

$y = 3,9 \text{ cm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.





- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2.$$

$$I = \frac{65}{3} (3,9)^3 + 15 \times 2,35 \times (18 - 3,9)^2 = 8293,30 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes:

- **Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{6,8 \times 10^3}{8293,30} \times 3,9 = 3,20 \text{ MPa}.$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{bc} .

- **Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):**

$$T_{max} = 12,66 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12,66 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,59 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales A_t :

- **Calcule le diamètre:**

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm} \text{ ————— } \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

- **Calcule des espacements:**

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

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\varphi_l \text{ cm}) = \min(15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

➤ Zone courante : $S_t \leq 15\varphi_l \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; on prend $S_t = 15 \text{ cm}$





- **La section des armatures transversales:**

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

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

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

Calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$

Par la méthode des triangles semblables.

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

 – **Calcule la distance X**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4.1}{2} + \frac{1.87 - (-6.6)}{5.94 \times 4.1} = 2.4 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12.66 \times (2.4 - 0,1)}{2.4} = 12.13 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,59 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,59 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 3,86 \times 10^{-2} \text{ cm} \quad (2)$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales:**

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





$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,50}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min}$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi max $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min}$

Le choix: $\{ 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ Zone nodale: $s_t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm})$ $s_t \leq \min 10 \text{ cm}$

➤ Zone courante: $s_t \leq 15 \text{ cm}$

Le choix: $\begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:**

$$T_{max} = 12.66 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 6.6 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{6.6}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 40.74 \text{ kN}$$

$F_u = 40.74 \text{ kN} > T_u = 12.66 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

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

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

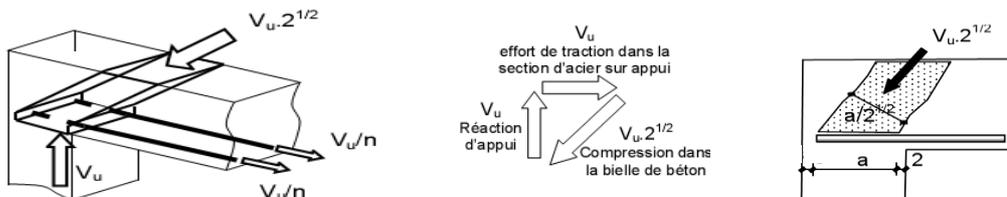


Figure IV.22 : Schéma de la bielle d'about.





- 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 :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,66 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ m}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm}; 16,2) = 16,20 \text{ cm} > 1,6 \text{ cm} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

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 maximum ; T = 12.66 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{12,66 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,83 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

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 secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

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

Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,049 < 0,065 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow 0,049 < 0,33 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,0017 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Ces trois condition ne sont pas vérifiées , donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- G: charge permanente après mise en place des cloisons*
- P: charge totale (P = G + charge d'exploitation)*
- J: charge permanente avant la mise en place des cloisons*

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.94 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5.94 + 1.5 = 7.44 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 4.94 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour $b=65\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.94 \times 0.65 = 3.86 \text{ KN/m} \\ P = 7.44 \times 0.65 = 4.84 \text{ KN/m} \\ J = 4.94 \times 0.65 = 3.21 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.71x \frac{GxL^2}{8} = 0.71x \frac{3.86x4.1^2}{8} = 5.76 \text{ KN/m} \\ M_P = 0.71x \frac{PxL^2}{8} = 0.71x \frac{4.84x4.1^2}{8} = 7.22 \text{ KN/m} \\ M_J = 0.71x \frac{JxL^2}{8} = 0.71x \frac{3.21x4.1^2}{8} = 4.76 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

b) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$





c) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta A_s \cdot C}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + 5 \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2.35 \cdot 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2.35} = 12.90$$

d) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12.90^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12.90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12.90)^3}{3} + 15 \cdot 2.35 (18 - 12.90)^2$$

$$I_g = 36405.6425 \text{ cm}^4$$

e) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} + 0.011 \rightarrow \beta + 0.877$$

f) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5.76 \times 10^3}{2.35 \times 0.877 \times 18} = 155.27 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7.22 \times 10^3}{2.35 \times 0.877 \times 18} = 194.62 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.79 \times 10^3}{2.35 \times 0.877 \times 18} = 129.12 \text{ Mpa} \end{cases}$$

g) Calcul μ_G ; μ_P ; μ_J :

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 155.27 + 2.1} \right] = 0.41 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 194.62 + 2.1} \right] = 0.34 \\ \mu_J = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 129.12 + 2.1} \right] = 0.47 \end{cases}$$

h) Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) 0.011} = 3.75$$





$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.5$$

$$\left\{ \begin{aligned} I_{fi}^G &= \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 3.75 \times 0.41)} = 1578.76 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^G &= \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 1.5 \times 0.41)} = 24796.41 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^G &= \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 1.5 \times 0.34)} = 17602.73 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^G &= \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 1.5 \times 0.47)} = 14496.36 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

i) Calcul de flèche (total et admissible) :

$$\left\{ \begin{aligned} f_{Gi} &= \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{5.76 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164.19 \times 15781.76} = 0.222 \text{ cm} \\ f_{Gv} &= \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{5.76 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 10818.86 \times 24796.41} = 0.398 \text{ cm} \\ f_{Pi} &= \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{5.76 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164.19 \times 17602.73} = 0.306 \text{ cm} \\ f_{Ji} &= \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{5.76 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164.19 \times 14496.36} = 0.170 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

j) La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0.398 - 0.170) + (0.306 - 0.222)$$

$$\Delta f_t = 0.312 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = 0.312 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0.82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiées.}$$

IV.5. Plancher terrasse:

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment, Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ; donc la 3^{ème} condition dans la méthode forfaitaire non vérifié.

Alors: dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments.

❖ Terrasse :

$$G = 6,28 \text{ KN/mL}$$

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

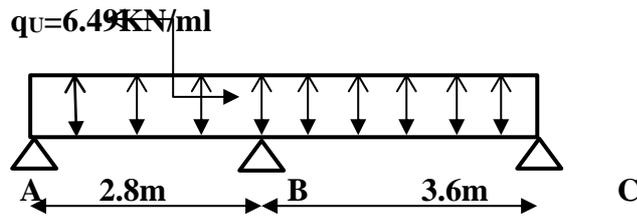
$$\left\{ \begin{aligned} q_u &= (1,35G + 1,5Q) \times 0.65 = 6,49 \text{ KN/ml.} \\ q_{ser} &= (G + Q) \times 0.65 = 4,73 \text{ KN/ml.} \end{aligned} \right.$$





➤ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :

Type 01 :



1/Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U

k) Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u x l_{AB}^2}{8} = \frac{6.49 \times 2.8^2}{8} = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u x l_{BC}^2}{8} = \frac{6.49 \times 3.6^2}{8} = 10.30 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{l_n}{2} = \frac{2.8}{2} = 1.4 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (l_n \times M_0^{AB}) = \frac{2}{3} (2.8 \times 6.36) = 11.87 \text{ m}^2$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{l_{n+1}}{2} = \frac{3.6}{2} = 1.8 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (l_{n+1} \times M_0^{BC}) = \frac{2}{3} (3.6 \times 10.30) = 24.72 \text{ m}^2$$

➤ Moment sur appuis

$$\begin{cases} M_A = -0.2M_0^{AB} = -1.27 \text{ KN.m} \\ M_C = -0.2M_0^{BC} = -2.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

$$(M_A \times L_n) + 2M_B(L_n + L_{n+1}) + (M_C \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

$$(M_A \times 2.8) + 2M_B(2.8 + 3.6) + (M_C \times 3.6) = -6 \left[\frac{11.87 \times 1.4}{2.8} + \frac{24.72 \times 1.8}{3.6} \right]$$

$$2.8M_A + 12.8M_B + 3.6M_C = -109.77 \rightarrow M_B = -7.72 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée

$$M_t = \frac{M_n + M_{n+1}}{2} + M_0$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_0^{AB} \\ M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_0^{BC} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tAB} = \frac{-1.27 + -7.72}{2} + 6.36 = 1.87 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = \frac{-7.72 + -2.06}{2} + 10.3 = 5.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$





➤ Calcul les efforts tranchant :

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_A + M_B}{l} + \frac{q_u x l}{2} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{q_u x l}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_A = \frac{-1.27 - 7.72}{2.8} + \frac{6.49 \times 2.8}{2} = 5.87 \text{KN} \\ T_B = \frac{-1.27 + 7.72}{2.8} - \frac{6.49 \times 2.8}{2} = -6.78 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_B = \frac{-7.72 - 2.06}{3.6} + \frac{6.49 \times 3.6}{2} = 8.79 \text{KN} \\ T_C = \frac{-7.72 + 2.06}{3.6} - \frac{6.49 \times 3.6}{2} = -13.25 \text{KN} \end{cases}$$

Type04 :

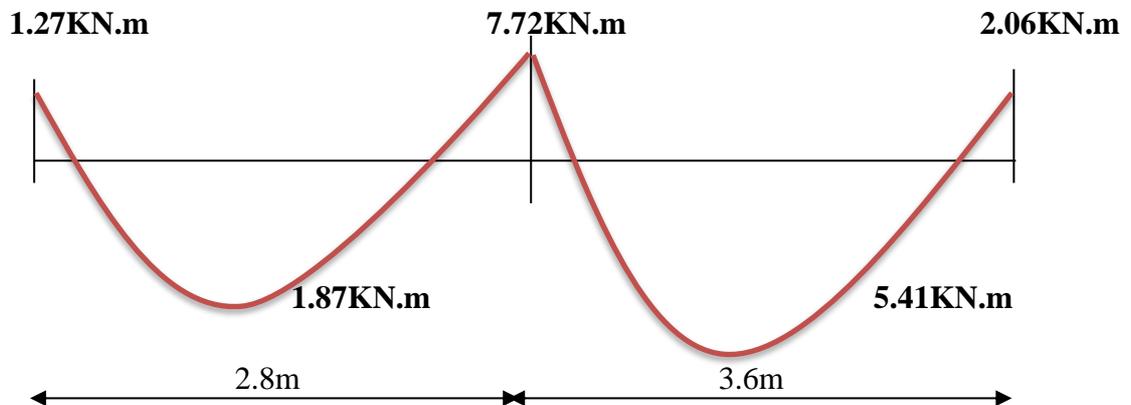


Figure IV.23: Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

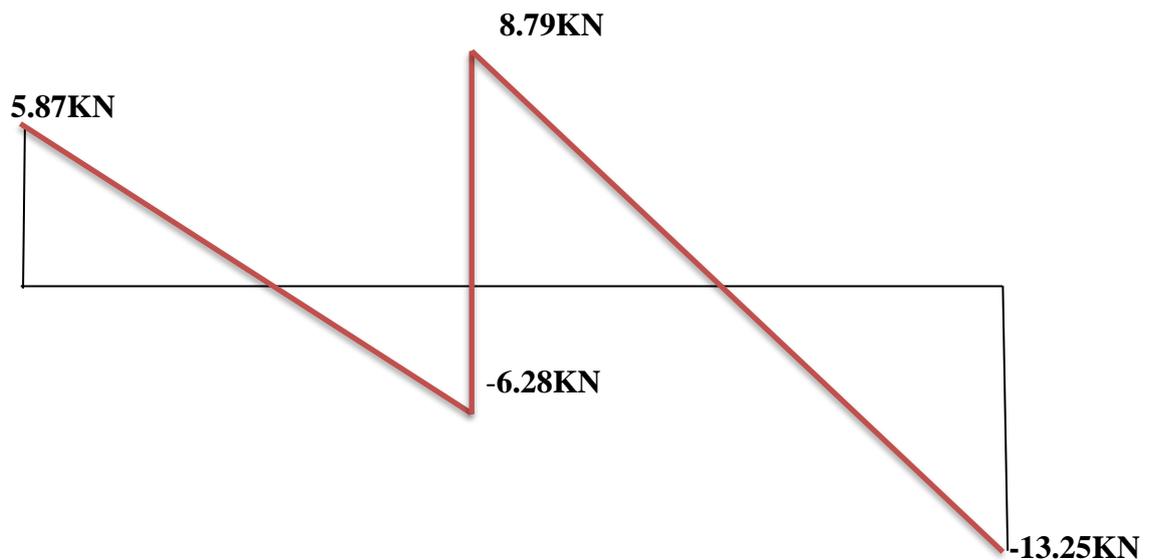


Figure IV.24: Diagramme des efforts tranchant T [KN]





Pour les types poutrelles restantes , Nous le classons les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'E.L.U dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode des trois moments des poutrelles types (02,03,04,05,06) A l'E.L.U

Type	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	
02	8.39	1.51	-6.52	9.45	-9.45	
		-6.52	-4.49	13.79	-13.79	
	8.13	-4.49	-4.05	8.29	- 8.29	
		0.81	-4.05	1.12	11.32	- 11.32
	5.82					
03	10.92	1.95	-6.89	10.79	-10.79	
	-0.29	-6.89	-4.05	9.25	-9.25	
	6.55	-4.05	1.12	11.73	- 11.73	
04	4.39	-1.95	-8.82	8.16	-9.28	
	4.39	-8.82	-1.95	8.16	-13.76	
05	7.95	-5.29	-5.29	10.49	13.11	
06	8.75	-5.83	-5.83	11.01	13.76	



**A P.E.L.S :**

Tableau IV.7. Détermination des résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant par méthode des trois moments des poutrelles A P.E.L.S

Type	M_t	M_w	M_e
01	1.43	-0.93	-5.50
	4.15	-5.50	-1.53
02		1.51	-6.52
		-6.52	-4.49
	8.13		
		-4.49	-4.05
	0.81		
03	10.92	1.95	-6.89
	-0.29	-6.89	-4.05
04	6.55	-4.05	1.12
05	3.21	-1.42	-6.41
	3.21	-6.41	-1.42
06	5.79	-3.86	-3.86
06	6.83	-4.25	-4.25

- **Ferrailage :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10.92 \times 10^3}{14,20 \times (18)^2 \times 65} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9815 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.92 \times 10^3}{0,9815 \times 18 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

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

$$A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2$$





$$A_{s \text{ cal}} = 1.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \text{ ————— condition vérifiée.}$$

– On prend : 3T10 ; $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.82 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,20} = 0,096 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.82 \times 10^3}{0,949 \times 18 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1.48 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 \text{ ————— condition non vérifiée}$$

Le choix : 2T12 ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$)

Vérification des contraintes à I.E.L.S:

• Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$32,50y^2 - 15 \times 2.35 \times (18 - y)^2 = 0$$

$$32.50y^2 + 35.25y - 634.5 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.35$$

$$\text{Donc : } y = 3,9 \text{ cm}$$

$y = 3,9 \text{ cm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2.$$

$$I = \frac{65}{3}(3,9)^3 + 15 \times 2.35 \times (18 - 3,9)^2 = 8293,30 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes:

• Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{8.42 \times 10^3}{8293,30} \times 3,9 = 3.96 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$





Lorsque la fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{bc} .

• **Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):**

$$T_{max} = 13.79 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13.79 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,64 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales A_t :

• **Calcule le diamètre:**

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm} \text{ ————— } \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Calcule des espacements:**

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \left. \vphantom{s_t} \right\} s_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

$$s_t \leq (16,20; 40 \text{ cm})$$

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\varphi_l \text{ cm}) = \min(15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

➤ Zone courante : $S_t \leq 15\varphi_l \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,049 < 0,065 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Rightarrow 0,049 < 0,0875 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,0108 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Ces trois condition ne sont pas vérifiées , donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- { G: charge permanente après mise en place des cloisons
- { P: charge totale (P = G + charge d'exploitation)
- { J: charge permanente avant la mise en place des cloisons





On a :

$$\begin{cases} G = 6.28 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6.28 + 1 = 7.28 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 5.28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=65\text{cm}$

$$\begin{cases} G = 6.28 \times 0.65 = 4.08 \text{ KN/m} \\ P = 7.28 \times 0.65 = 4.73 \text{ KN/m} \\ J = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

l) Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0.85x \frac{GxL^2}{8} = 0.85x \frac{4.08x4.1^2}{8} = 7.29 \text{ KN/m} \\ M_P = 0.85x \frac{PxL^2}{8} = 0.85x \frac{4.73x4.1^2}{8} = 8.45 \text{ KN/m} \\ M_J = 0.85x \frac{JxL^2}{8} = 0.85x \frac{3.43x4.1^2}{8} = 6.13 \text{ KN/m} \end{cases}$$

m) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

n) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + 5 \left[\frac{b_0 (h - h_0) (h - h_0)}{2} \right] + \eta A_s \cdot C}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta A_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + 5 \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2.35 \cdot 2}{(65 \times 4) + (20-4)12 + 15 \times 2.35} = 12.90$$

o) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h-h_0)^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \times 12.90^3}{3} - \frac{(65-12)(12.90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12.90)^3}{3} + 15 \cdot 2.35 (18 - 12.90)^2$$

$$I_g = 36405.6425 \text{ cm}^4$$

p) Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} + 0.011$$





q) Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A.Z} = \frac{7.29 \times 10^3}{2.35 \times 0.9 \times 18} = 191.49 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A.Z} = \frac{8.45 \times 10^3}{2.35 \times 0.9 \times 18} = 221.96 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A.Z} = \frac{6.13 \times 10^3}{2.35 \times 0.9 \times 18} = 161.02 \text{ Mpa} \end{cases}$$

r) Calcul μ_G ; μ_P ; μ_J :

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 191.49 + 2.1} \right] = 0.35 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 221.96 + 2.1} \right] = 0.31 \\ \mu_J = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 161.02 + 2.1} \right] = 0.40 \end{cases}$$

s) Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) 0.011} = 3.73$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.49$$

$$\begin{cases} I_{fi}^G = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 3.73 \times 0.35)} = 17369.86 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^G = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 1.49 \times 0.35)} = 26320.21 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^G = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 3.73 \times 0.31)} = 18571.72 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^G = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1.1 \times 36405.64}{(1 + 3.73 \times 0.40)} = 16069.91 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

t) Calcul de flèche (total et admissible) :

$$\begin{cases} f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{7.29 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164.19 \times 15781.76} = 0.3 \text{ cm} \\ f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{7.29 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 10818.86 \times 24796.41} = 0.53 \text{ cm} \\ f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{8.45 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164.19 \times 17602.73} = 0.37 \text{ cm} \\ f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{6.13 \times 10^3 \times 410^2}{10 \times 32164.19 \times 14496.36} = 0.24 \text{ cm} \end{cases}$$





u) La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0.53 - 0.24) + (0.37 - 0.3)$$

$$\Delta f_t = 0.36 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = 0.36 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0.82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiées.}$$

Dessin de ferrailage des poutrelles :

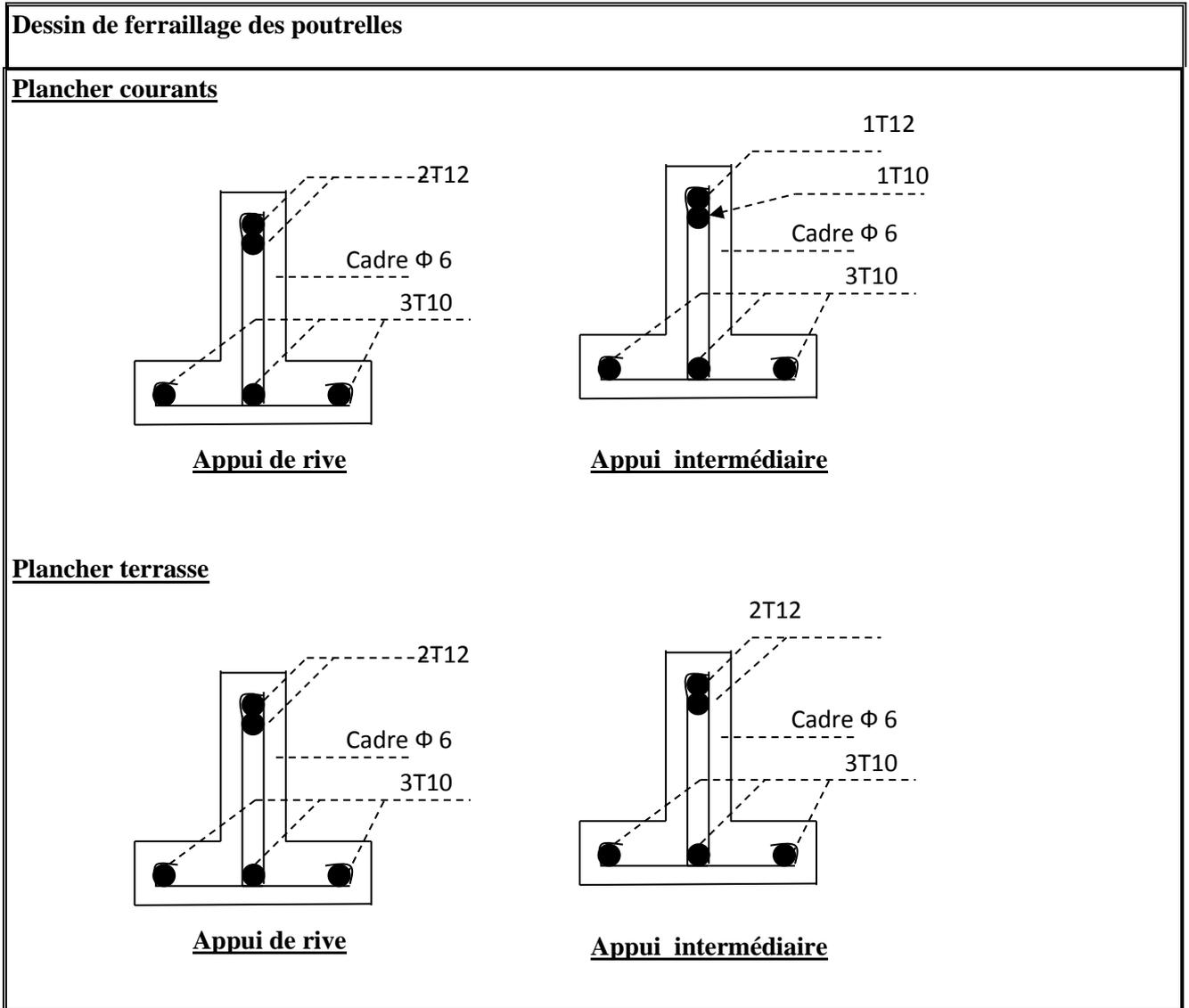


Figure. IV.25: Dessin de ferrailage des poutrelles



Chapitre V

L'étude sismique du

Bâtiment



Chapitre V : Etude sismique du bâtiment

Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

V.1.Etude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone I dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême , explosion).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple «SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

V.2.Choix de la méthode de calcul :

Selon le R.P.A99/V2003; le calcul des forces sismiques peut être mené par pli méthodes.

Pour cela , plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts interne engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismique peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente .
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogrammes.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique.

V.3.L'objectif du l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations .Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente ,est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse .





V.4.Présentation du logiciel ETABS :

ETABS : (Extended Three-dimensional Analyse of Building Sytems) = (analyses tridimensionnelles étendues des systèmes du bâtiment)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments . Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique .Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique .

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux ,ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structures suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Eurocode** , UBC , ACI , ...Etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiment . ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue .En effet, grâce à ces diverses fonction il permet une descente de charge automatique et rapide , un calcul automatique du centre des masses et des rigidités , ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle . De plus , ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher ,dalle ,trumeau ,linteau ,...etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisation par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisation par des éléments « SHELL » (dalles pleins).

La masse des planchers est calculées de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/V2003 (dans notre cas $\beta = 0.2$) correspondant à la surcharge d' exploitation .

La masse des éléments modélisées est introduite de façon implicite , par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir [**2.5t/m³**] .

V.5.Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques ,on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthode (Response Spectrum Function ,Time History Function ,...

Réponse Spectrum Fonction a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivants les modes détermines en se basant sur les hypothèses suivantes « **équivalente** » et « **la méthode dynamique modale spectrale** »

- ✓ Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre).
- ✓ 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 modale soit au moins égale 90%

V.5.1/Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.5.2/Méthode d'analyse modale spectrale :

a) Principe de la méthode :

est de recherche , pour chaque mode de vibration , le maximum des effets qu'engendrent les forces sismique 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.

b) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par la spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)x \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)x \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0_s \\ 2,5\eta(1,25A)x \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0_s \end{cases}$$

V.6 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :





- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

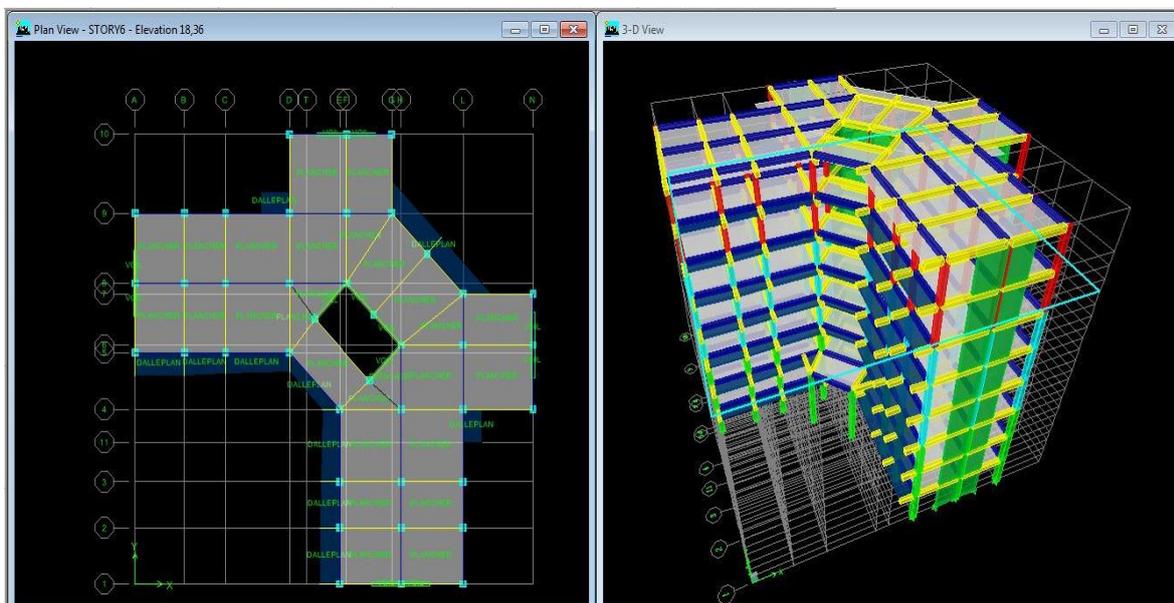


Figure.V.1 : modélisation de la structure dans l'ETABS

Les résultats de l'analyse :





Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,413844	33,3258	32,9903	33,3258	32,9903
2	0,339236	12,0966	12,5698	45,4224	45,5601
3	0,262717	21,7831	21,6488	67,2055	67,2089
4	0,082069	10,2742	10,164	77,4797	77,3728
5	0,068578	6,8593	7,0342	84,3389	84,407
6	0,056742	3,4733	3,409	87,8123	87,816
7	0,033629	3,5697	3,527	91,382	91,3431
8	0,029721	2,7528	2,8071	94,1348	94,1501
9	0,023918	0,2598	0,2461	94,3946	94,3962
10	0,019695	1,6646	1,6413	96,0592	96,0375
11	0,018485	1,3213	1,3465	97,3805	97,384
12	0,016532	0,0012	0,0013	97,3817	97,3853
13	0,013998	0,0756	0,0777	97,4574	97,463
14	0,013796	0,8376	0,8122	98,295	98,2752
15	0,013453	0,6166	0,6371	98,9116	98,9123
16	0,010858	0,3584	0,3155	99,27	99,2278
17	0,010836	0,3827	0,4252	99,6527	99,653
18	0,009743	0,0001	0	99,6528	99,653
19	0,009426	0,1307	0,1294	99,7835	99,7824
20	0,009265	0,1585	0,1596	99,9419	99,942
21	0,008687	0,0257	0,0257	99,9677	99,9677
22	0,008461	0,0322	0,0323	99,9999	100
23	0,007621	0,0001	0	100	100
24	0,006502	0	0	100	100

La disposition des voiles :

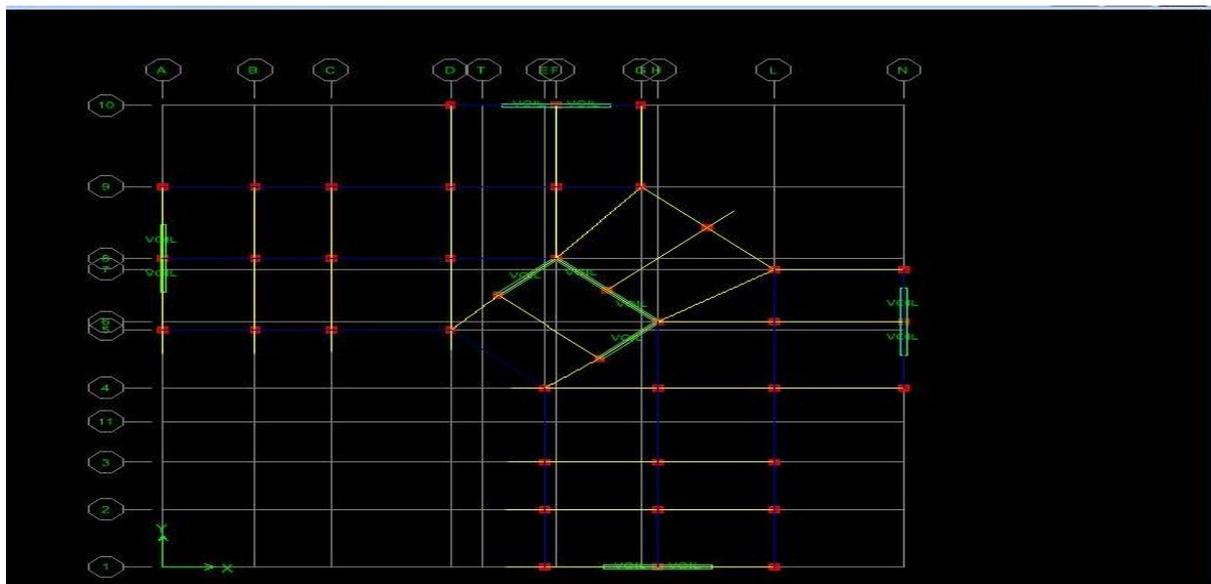


Figure.V.2 : Dispositions des voiles de contreventement

V.7.Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)





La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{Ax D x Q x W}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99/V2003 (Tableau 4.1)

Le coefficient **A** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité ; Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La qualité du contrôle de la construction

D : facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale de la structure (T).

V.8.Détermination du spectre de réponse:

Données:

- Zone : **I**
- Usage : **group 2**
- Nature de sol : **site meuble S3**
- Coefficient de qualité: **1.20**
- Coefficient de comportement : **5.00**
- Amortissement: **7.00%**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :





-Zone sismique I }
 - Groupe d'usage 2 } ⇒ (A = 0,10)

Paramètres du spectre:

➤ Correction de l'amortissement: $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l’importance des remplissages , il est par le tableau suivant :

Tableau.V.1 : pourcentage d’amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.94$ avec : $\xi = 6\%$

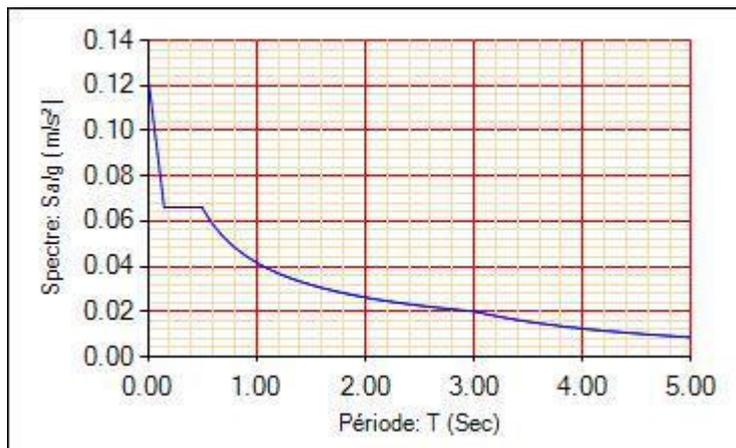


Figure .V.3 : Spectre de réponse

V.9.Le facteur d’amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3.0s \end{cases}$$

V.10.Estimation de la période fondamentale de la structure :

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 (N)





C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage ,il est donné par le tableau 4,6 du ROA99/V2003

La formule utilisé est :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

$$T_a = C_t [h_N]^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 24,48^{\frac{3}{4}} = 0,55s$$

$$T_b = \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{24,48}{\sqrt{27,3}} = 0,42s \\ T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{24,48}{\sqrt{27,3}} = 0,42s \end{cases}$$

On a : $0 \leq T \leq T_2$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,94 = 2,35$$

$$Q : \text{Facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que la critère de qualité Q est satisfait ou non.

Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q ; on a donnée dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0,05
2. Redondance en plan.	0	0,05
3. Régularité en élévation.	0	0,05
4 Régularité en plan.	0	0,05
5. Contrôle de qualité de matériaux.	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution.	0	0,05

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20.$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

- **Calcul des masses de la structure :**





Notre structure est une structure mixte portique / voile avec interaction et par conséquent le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 des RPA99/V2003)

$$w = \sum w_k = 39278,5896 \text{ KN (tirée du ETABS)}$$

$$V = \frac{Ax DxD}{R} W = \frac{0,1 \times 1,2 \times 2,35}{5} 39278,593 = 2215,313 \text{ KN}$$

V.11. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

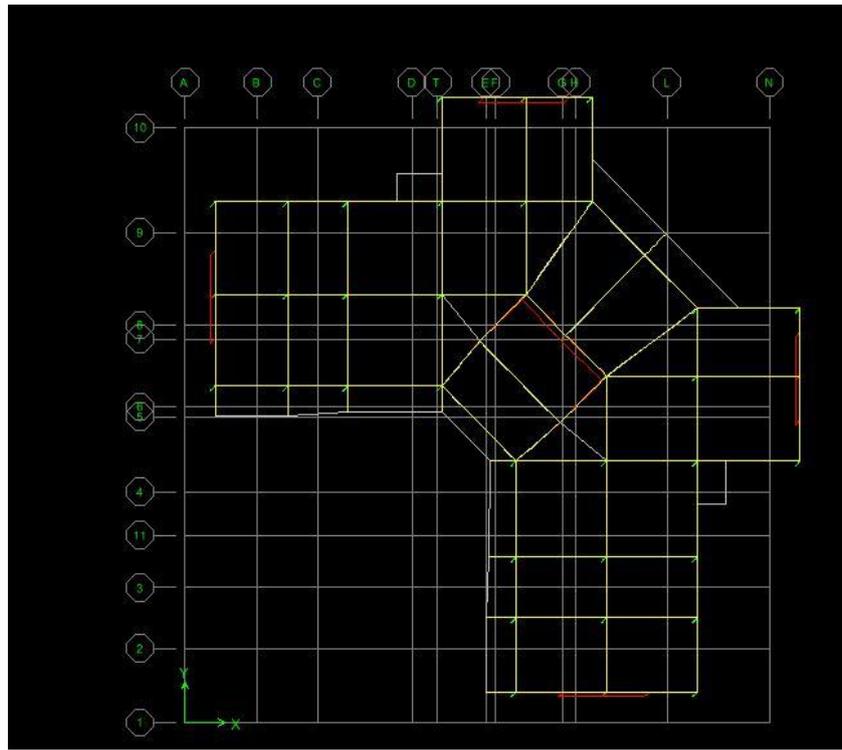


Figure.V.4: Mode 1: T=0.41s
Translation selon X-X



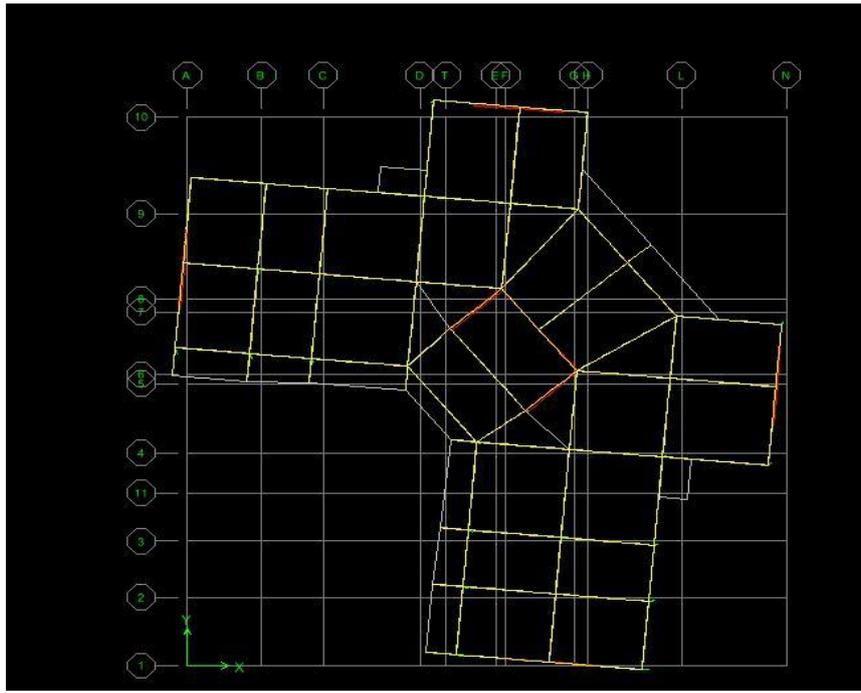


Figure. V.5: Mode 2: $T= 0.33$ s
Translation selon Y-Y

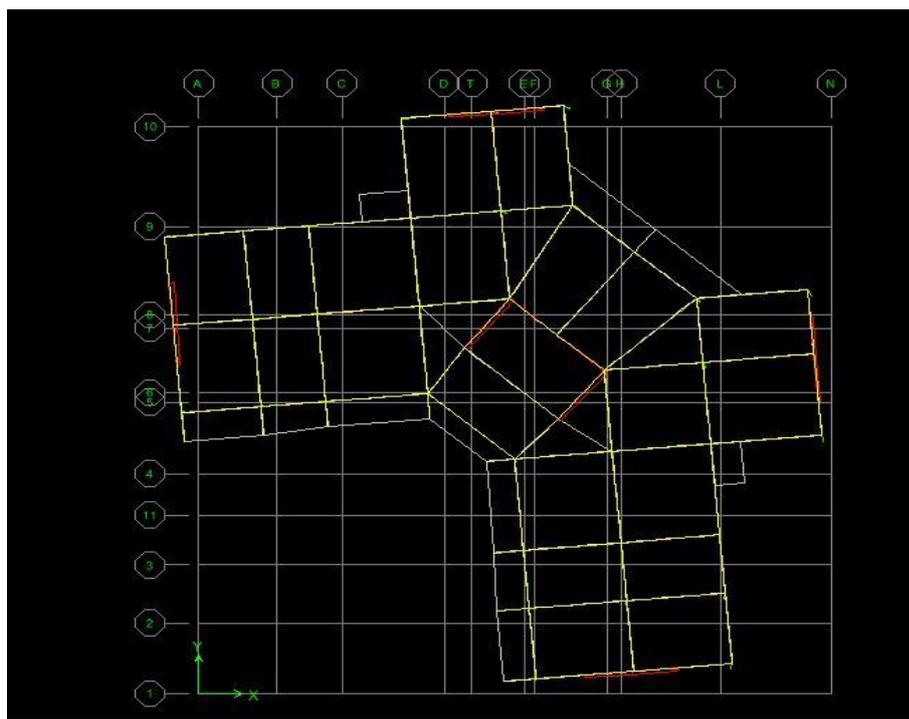


Figure. V.6: Mode 3: $T= 0.26$ s
La torsion

V.12.Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-I ci-après).





D'où: $I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$

I_M : inertie massique (t.m²)

M :masse sismique qui égale au rapport W/g

W :le poids de chaque niveau i .

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X.

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité

V.13.Vérifications :

a) Vérifications de coefficients de participation masse :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

Avec : $\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$

Le logiciel **ETABS** peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

➤ **Sens longitudinal:**

$\Sigma\alpha_x = 100\% >90\%$ Condition Vérifiée.

➤ **Sens transversal:**

$\Sigma\alpha_y = 100\% >90\%$ Condition Vérifiée.

b) Vérification de la période fondamentale de la structure :

D'après résultats obtenus par **ETABS** :

Le première (01) mode de vibration donne une valeur de période égale **0,56s**

On doit vérifier que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieur à la majoration de **30%** de période statique fondamentale (T)

Donc :

$T_{calculé} = 0,41_s < 1.3T = 1.3(0.42) = 0.55_s$ condition vérifier.





c) Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{Ax D x D}{R} W = \frac{0,1 \times 1,2 \times 2,35}{5} 39278,593 = 2215,313t$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

- **Sens longitudinal :**

$$V_{dx} = 1446,98\text{KN} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 2215,313 = 1772,250\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{dy} = 1448,19\text{KN} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 2215,313 = 1772,250\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

Si la condition n'est pas vérifiée on doit augmenter tous les paramètres de réponse En les

multipliant le rapport : $\frac{0,8 \times V_s}{V_d} \times g$

d) 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 1,0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; **R= 5**

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.



**Tableau.V.3 : les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens longitudinal).**

Sens longitudinal				Comparaison.
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$	1% h (m)
08	0,0026	0,013	0,0025	0,0306
07	0,0021	0,0105	0,002	0,0306
06	0,0017	0,0085	0,002	0,0306
05	0,0013	0,0065	0,002	0,0306
04	0,0009	0,0045	0,0015	0,0306
03	0,0006	0,003	0,0015	0,0306
02	0,0003	0,0015	0,001	0,0306
01	0,0001	0,0005	0,0005	0,0306

Tableau.V.4:les déplacements relatifs aux différents niveaux (Sens transversal).

Sens transversal				Comparaison.
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$	1% h (m)
08	0,0022	0,011	0,0015	0,0306
07	0,0019	0,0095	0,002	0,0306
06	0,0015	0,0075	0,002	0,0306
05	0,0011	0,0055	0,0015	0,0306
04	0,0008	0,004	0,0015	0,0306
03	0,0005	0,0025	0,0015	0,0306
02	0,0002	0,001	0,0005	0,0306
01	0,0001	0,0005	0,0005	0,0306

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage





1,0% $h_e=0,0306$ la condition est vérifiée ; selon le critère de justification de sécurité de l'article 5.10 du RPA99/V2003

V.5.6. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges des exploitations associées au dessus niveau "K".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_k : déplacement relatif du niveau" k"

h_k : hauteur de l'étage "K".

Si: $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur: $1/(1-\theta_k)$

Si $\theta_k > 0.20$. La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par le tableau suivant :

• **Sns longitudinal :**

TableauV.5 : l'effet P-Δ - Sens longitudinal

Niveau	Wg (KN)	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _k (KN)	V _x (KN)	θ
07	4083,49294	4083,49294	3,06	0,0025	383,08	0,008
06	4867,33451	8950,82745	3,06	0,002	660,45	0,008
05	4949,37259	13900,2	3,06	0,002	867,05	0,010
04	5006,76698	18906,967	3,06	0,002	1033,74	0,011
03	5006,76698	23913,734	3,06	0,0015	1173,64	0,009
02	5062,65847	28976,3925	3,06	0,0015	1292,44	0,010
01	5178,41059	34154,8031	3,06	0,001	1387,35	0,008
RDC	5123,78654	39278,5896	3,06	0,0005	1446,98	0,004





- Sens transversal :

Tableau V.6 : l'effet P-Δ - Sens transversal -

Niveau	W _g (KN)	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _k (KN)	V _y (KN)	θ
07	4083,49294	4083,49294	3,06	0,0015	383,38	0,005
06	4867,33451	8950,82745	3,06	0,002	661,07	0,008
05	4949,37259	13900,2	3,06	0,002	867,9	0,010
04	5006,76698	18906,967	3,06	0,0015	1034,75	0,008
03	5006,76698	23913,734	3,06	0,0015	1174,77	0,009
02	5062,65847	28976,3925	3,06	0,0015	1293,63	0,010
01	5178,41059	34154,8031	3,06	0,0005	1388,57	0,004
RDC	5123,78654	39278,5896	3,06	0,0005	1448,19	0,004

$$\theta_k < 0,1$$

Donc :

l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

Conclusion:

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



Chapitre VI

Ferrailage des portiques



Chapitre VI. Ferrailage des portiques:

Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91 et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

VI.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales et horizontales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrillés par les combinaisons des charges sur la base de règlements **BAEL91** et **RPA99/V2003**

$$\begin{array}{l} \text{Poutres} \\ \text{Poteaux} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (BAEL91)} ; 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA99/V2003)} ; \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanents

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.2. Ferrailage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

- **Sollicitation du 1^{er} genre :** $S_{P1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- **Sollicitation du 2^{ème} genre :** $\begin{cases} S_{P2} = 0,8G \pm E. \\ S_{P2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}





$$\text{Si: } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à «l' ELU » ,on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour une situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour une situation courante : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,20 \text{ Mpa} \end{cases}$$

b) Recommandations du DTR pour Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,7\% \times b \times h$
- Section d'armature maximale: $\begin{cases} A_{\max1} = 4\% \times b \times h_t & ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max2} = 6\% \times b \times h_t & ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.2. Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.1. Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

➤ Terrasse :

- En travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 29,242 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 34,351 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,85 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$





- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

• **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,351 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,048 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,975$

• **La section d'acier:**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,351 \times 10^3}{0,975 \times 36 \times 400} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on prend : **3T14** ce qui nous donne **A = 4.62cm²/ml**

- **sur appui :**

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 24,191 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 17,908 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,35 > 1,15 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait sous S_{p1}

• **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,191 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,20} = 0,044 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,978$

• **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,191 \times 10^3}{0,978 \times 36 \times 348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **3T14** ce qui nous donne **A = 4,62cm²/ml**

VI. 2 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,7\% \times b \times h_t = 8,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

$A_{\text{adpt}} > A_{\min} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée





b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{36.44 \times 10}{30 \times 36} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1\right\} = \min\{11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement:

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le RPA 99/V2003 :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\{h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1\} = \min\{10 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,115 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,34 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,027 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,027S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f) Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$





Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r=5,5 \Phi_1=5,5 \times 1,4= 7,7\text{cm}$

e) Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 35,59\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 16,43 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 42\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 5,07\text{cm}$$

g) Compression de la bielle d'about:

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 36,44 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,018\text{m} = 1,8\text{cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$$

$a > 3,50 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

h) Entraînement des armatures:

h.1) 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 maximum ; $T = 36,44\text{kN}$;

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

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{36,44 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 0,85\text{MPa}$$





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

$$\tau_{ser} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 21,21 \text{ kN} \quad ; A = 4,62 \text{ cm/ml}$$

• h.1) Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15A(d - y)^2 = 0 \Rightarrow 15y^2 - 15 \times 4,62 \times (36 - y)^2 = 0$$

$$15y^2 + 69,3y - 2494,8 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 393,05$$

Donc : $y = 10,79 \text{ cm}$

$y = 10,79 \text{ cm} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2.$$

$$I = \frac{30}{3} (10,79)^3 + 15 \times 4,62 \times (36 - 10,79)^2 = 56605,37 \text{ cm}^4.$$

• Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{21,21 \times 10^3}{56605,37} \times 10,79 = 4,04 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$





Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Sens longitudinales : « poutre principale (30 x 40)

Poutre de rive :

Tableau VI- 1 : Ferraillage et coffrage poutre principale(30 x 40)

Etages	Position	Moments max (kn.m)		Rapport	Moments de
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1} /M _{sp2}	calcul (kn.m)
Terrasse	Appuis	24,191	17,908	1,35	24,191
	Travées	29,242	34,351	0,85	34,351
05 ^{eme} à RDC	Appuis	6,27	11,383	0,55	11,383
	Travées	12,67	20,543	0,62	20,543

Poutre intermédiaire :

Tableau VI- 2 : Ferraillage et coffrage poutre principale (30x40)cm²

Etages	Position	Moments max (kn.m)		Rapport	Moments de
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1} /M _{sp2}	calcul (kn.m)
Terrasse	Appuis	15,174	13,985	1,08	13,985
	Travées	23,029	20,985	1,09	20,985
05 ^{eme} à RDC	Appuis	20,708	15,297	1,35	20,708
	Travées	20,904	17,563	1,19	20,904

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a

$$A_{min} = 0,7\% b h_t = 0,7 \times 30 \times 40 / 100 = 8,4 \text{ cm}^2 / ml$$





Sens transversale : « poutre secondaire (25 x 35) »

Poutre de rive :

Tableau VI- 3 :Ferraillage et coffrage poutre secondaire (25x35) cm²

Etages	Position	Moments max (kn.m)		Rapport	Moments de
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1} /M _{sp2}	calcul (kn.m)
Terrasse	Appuis	24,368	18,047	1,35	24,368
	Travées	29,88	34,42	0,868	34,42
05 ^{eme} à RDC	Appuis	6,403	11,591	0,55	11,591
	Travées	13,087	21,383	0,61	21,383

Poutre intermédiaire :

Tableau VI- 4: Ferraillage et coffrage poutre secondaire (25x35) cm²

Etages	Position	Moments max (kn.m)		Rapport	Moments de
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1} /M _{sp2}	calcul (kn.m)
Terrasse	Appuis	23,645	23,342	1,01	23,342
	Travées	32,828	13,65	2,40	32,828
05 ^{eme} à RDC	Appuis	13,587	18,043	0,75	18,043
	Travées	23,441	27,411	0,85	27,411

Sens longitudinales : « poutre principale (30 x 40) »

Poutre de rive :

Tableau VI.5 : Récapitulation du ferraillage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (kn.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	24,191	1,97	1,30	3T14	4,62
	Travées	34,351	2,45		3T14	4,62
05 ^{eme} à RDC	Appuis	11,383	0,79	1,30	3T14	4,62
	Travées	20,543	1,54		3T14	4,62





Poutre intermédiaire :

Tableau .VI.6 : Récapitulation du ferraillage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (kn.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	13,985	0,98	1,30	3T14	4,62
	Travées	20,985	1,48		3T14	4,62
05 ^{eme} à RDC	Appuis	20,708	1,68	1,30	3T14	4,62
	Travées	20,904	1,70		3T14	4,62

Sens transversale : « poutre secondaire (25 x 35) »

Poutre de rive :

Tableau .VI.7: Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires de rives

Etages	Position	Moments de calcul (kn.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	24,368	2,30	0,95	3T14	4,62
	Travées	34,42	2,84		3T14	4,62
05 ^{eme} à RDC	Appuis	11,591	0,93	0,95	3T14	4,62
	Travées	21,383	1,73		3T14	4,62

Poutre intermédiaire :

Tableau .VI.8 : Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires intermédiaires

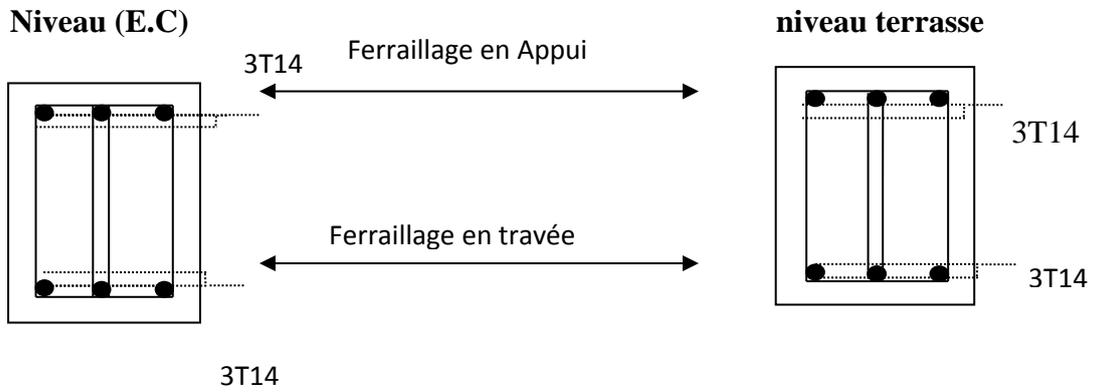
Etages	Position	Moments de calcul (kn.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	23,342	1,90	0,95	3T14	4,62
	Travées	32,828	3,15		3T14	4,62
05 ^{eme} à RDC	Appuis	18,043	1,46	0,95	3T14	4,62
	Travées	27,411	2,26		3T14	4,62





Poutre principales (30x35) cm²

Poutre de rive



Poutre intermédiaire

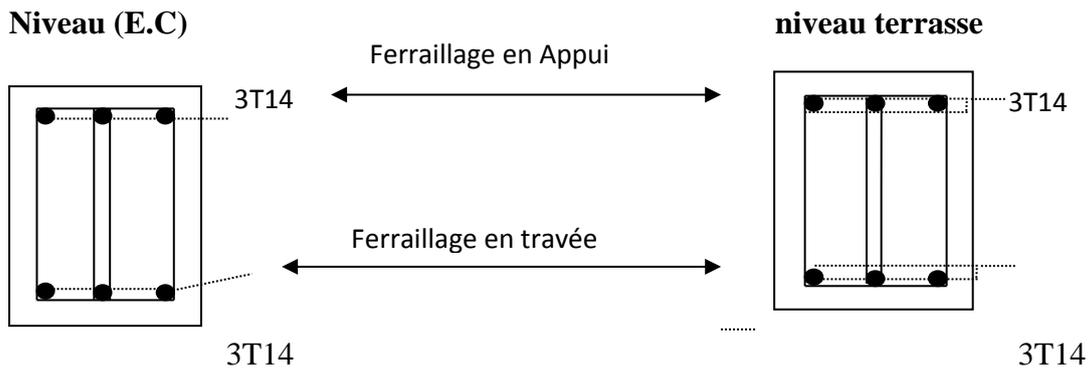
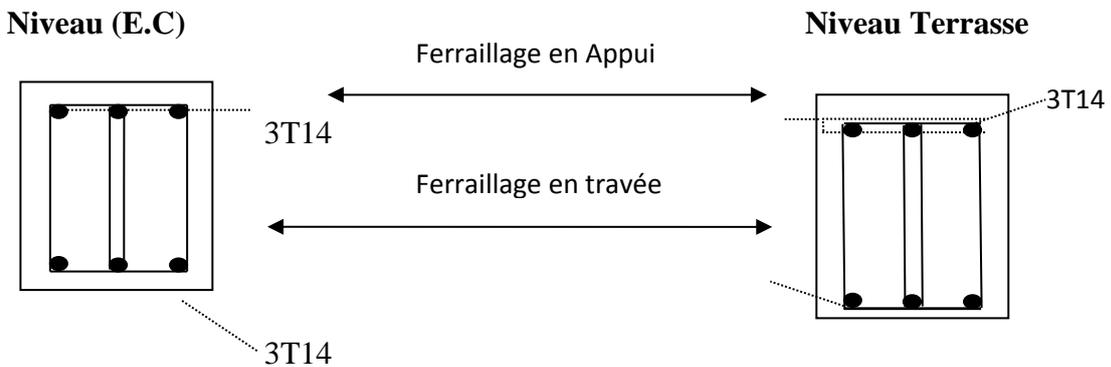


Figure VI.1 :Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

Poutre secondaire (30x30) cm²

Poutre de rive



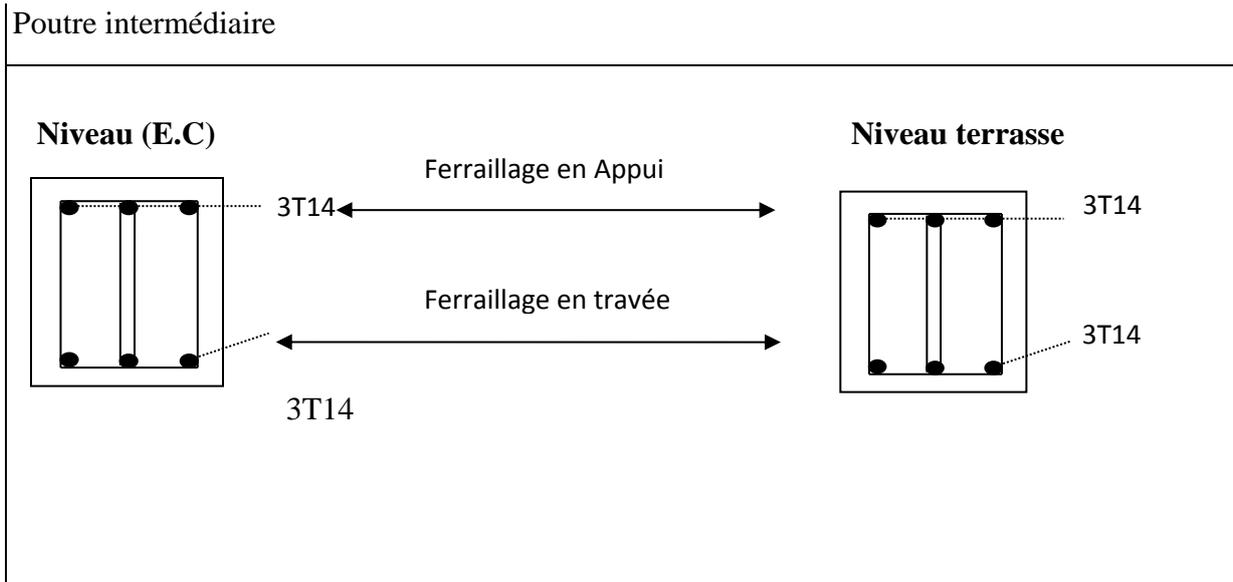


Figure VI.2 : Dessin de ferraillage des sections des poutres secondaires.

VI-3. Ferraillage des poteaux :

a) 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 25 cm en **zone I** ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI -9. Armatures minimales pour les poteaux

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$
-----------------	-----------------------------	-----------------------------





Type 1 (45 x 45 cm ²)	14,18 (cm ²)	81 (cm ²)
Type 2 (40 x 40 cm ²)	11,20(cm ²)	64(cm ²)
Type 3 (35 x 35 cm ²)	8,58 (cm ²)	49(cm ²)

VI-3.1. 1. Les sollicitations défavorables :

Les tableaux suivants donnent les sollicitations défavorables du(1 ;2) genre, :

Tableau VI -10. :Sollicitations du premier genre

Etages		Type 1 (45 x 45 cm ²)	Type 2 (40 x 40 cm ²)	Type 3 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N _{max}	1688,14	808,72	192,13
	M _{cor}	4,177	6,868	5,57
B	N _{min}	112,68	40,98	0,32
	M _{cor}	0,2	0,064	10,55
C	M _{max}	17,076	44,93	41,559
	N _{cor}	1338,24	609,03	156,91

Tableau VI -11. Sollicitations du deuxième genre

Etages		Type 1 (45 x 45 cm ²)	Type 2 (40 x 40 cm ²)	Type 3 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N _{max}	1233,15	591,49	141
	M _{cor}	5,72	9,292	9,18
B	N _{min}	127,81	26,25	2,12
	M _{cor}	2,85	11,33	3,27
C	M _{max}	13,484	42,772	37,622
	N _{cor}	999,63	385,21	110,33

VI-3.1. 2. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;





- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{array} \right.$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right.$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{array} \right.$$

VI-3.2. Exemple de calcul :

➤ **Combinaison de 1^{er} genre :**

Poteaux RDC (45x45) cm²:

A) $N_{max} = 1688,14$ kn ; $M_{cor} = 4,177$ kn.m

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 2,47 \times 10^{-3}$$





$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1688,14 \left(0,425 - 0,45/2 + 2,47 \times 10^{-3} \right) = 341,79 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 168,814 \times 0,425 \cdot \left(1 - 0,514 \frac{168,814 \times 10^4}{450 \times 425 \times 14,20} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 168,814 \text{ t} < 232,9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 34,179 \text{ t.m} < 49,24 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

B) $N_{\min} = 112,68 \text{ kn}$; $M_{\text{cor}} = 0,2 \text{ kn.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 1,77 \times 10^{-3}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 112,68 \left(0,425 - 0,45/2 + 1,77 \times 10^{-3} \right) = 22,74 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 11,268 \times 0,425 \cdot \left(1 - 0,514 \frac{11,268 \times 10^4}{450 \times 425 \times 14,20} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 11,268 \text{ t} < 232,9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 2,274 \text{ t.m} < 4,68 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

C) $N_{\text{cor}} = 1338,24 \text{ kn}$; $M_{\text{max}} = 17,076 \text{ kn.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,013$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1338,24 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,013 \right) = 285,04 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :





$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14,20 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 133,824 \times 0,425 \cdot \left(1 - 0,514 \frac{133,824 \times 10^4}{450 \times 425 \times 14,20}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 133,824 \text{ t} < 232,9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 28,504 \text{ t.m} < 42,47 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

➤ **Combinaison de 2^{ème} genre :**

Poteaux RDC (45x45) cm²:

D) $N_{max} = 1233,15 \text{ kn}$; $M_{cor} = 5,72 \text{ kn.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 4,64 \times 10^{-3}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1233,15 \left(0,425 - 0,45/2 + 4,64 \times 10^{-3} \right) = 252,35 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 123,315 \times 0,425 \cdot \left(1 - 0,514 \frac{123,315 \times 10^4}{450 \times 425 \times 18,48}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 123,315 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 25,235 \text{ t.m} < 43,01 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

E) $N_{min} = 127,81 \text{ kn}$; $M_{cor} = 2,85 \text{ kn.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,02$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 127,81 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,02 \right) = 28,12 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :





$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 12,781 \times 0,425 \cdot \left(1 - 0,514 \frac{1,781 \times 10^4}{450 \times 425 \times 18,48}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 12,781 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 2,812 \text{ t.m} < 5,33 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A_5' = 0$).

F) $N_{cor} = 999,63 \text{ kn}$; $M_{max} = 13,484 \text{ kn.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,01$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 999,63 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,01 \right) = 209,92 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 1,48 \times 0,45 \times 0,45 \\ M_u \leq 99,963 \times 0,425 \cdot \left(1 - 0,514 \frac{96,056 \times 10^4}{450 \times 425 \times 18,48}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 99,963 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 20,902 \text{ t.m} < 36,31 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI -12. Ferraillage des poteaux





Niveau x	cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} cm ²	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 (45 x 45 cm ²)	A	168,814	0,4177	0	123,315	0,572	0	14,18	4T16+4T14 =14,20
	B	11,268	0,02	0	12,781	0,285	0		
	C	133,824	1,7076	0	99,963	1,3484	0		
Type 2 (40 x 40 cm ²)	A	80,872	0,6868	0	59,149	0,9292	0	11,2	8T14=12,32
	B	4,098	0,0064	0	2,625	1,133	0		
	C	60,903	4,493	0	38,521	4,2772	0		
Type 3 (35 x 35 cm ²)	A	19,213	0,557	0	14,1	0,918	0	8,58	8T12=9,05
	B	0,032	1,055	0	0,212	0,327	0		
	C	15,691	4,1559	0	11,033	3,7622	0		

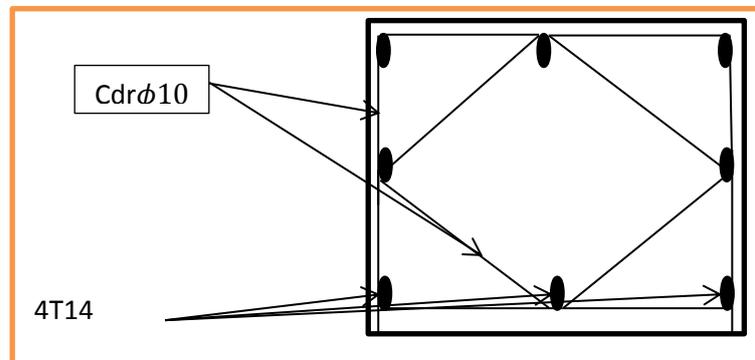


Figure VI.3 : Ferraillage de poteau

VI-3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{10,08}{45 \times 42,5} = 0,005 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,005 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.





VI-3.2. Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

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 ;

ρ_a : 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) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 100,8}{45 \times 235} = 0,54 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,25\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,25\% \times 10 \times 45 = 1,12 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,25\% \times 15 \times 45 = 1,69 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$





$$0,45 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale:

-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

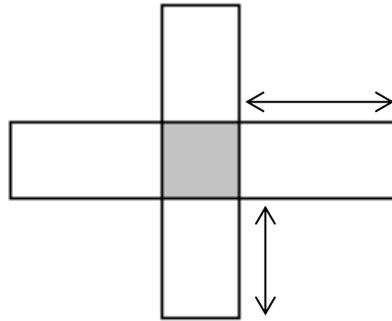


Figure VI.4 : La zone nodal

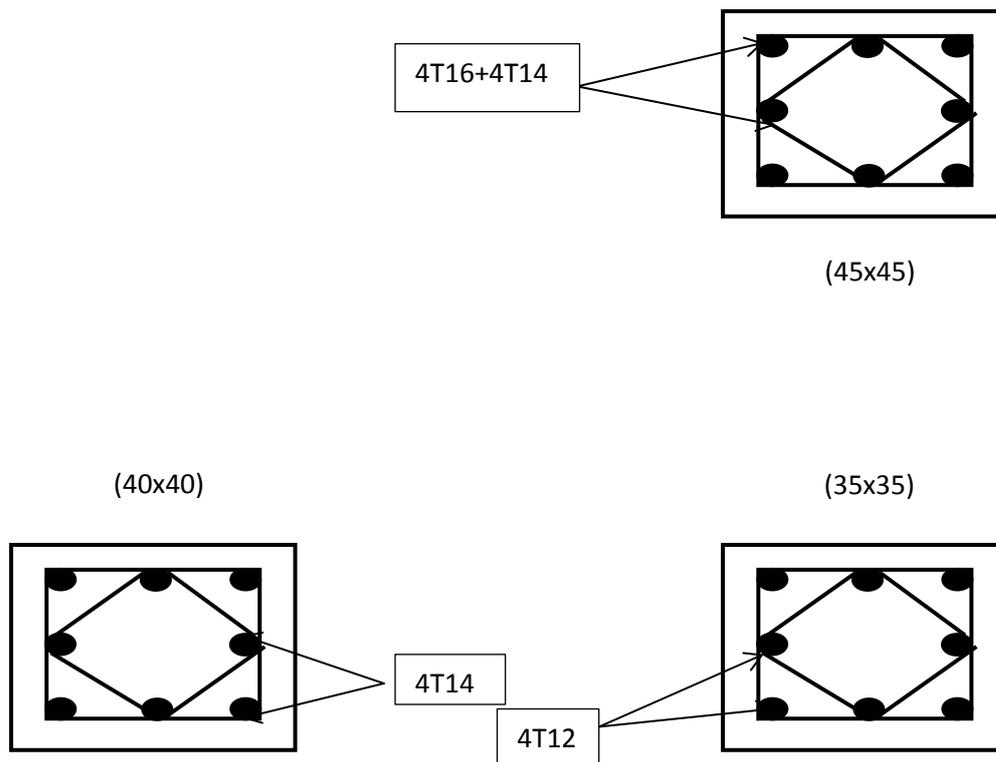


Figure.IV.5 : ferrailage des sections des poteaux



Chapitre VII

Ferrailage des voiles



Introduction :

Le voile ou 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.

Les voiles sont dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de **3,06 m** du RDC jusqu'à dernier étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12,24 \text{ cm}, \text{ l'épaisseur des voiles a été prise égale à } 25 \text{ cm}.$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.1.Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il 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 structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées 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 ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- 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.

VII.2.Le principe de calcul :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTRB.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{matrix} 0,8G \pm E \\ G \pm Q \pm E \\ 1,35G + 1,5Q \end{matrix} \right\} \dots\dots\dots [RPA99/2003/V.5.2]$$

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 MPa$$

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 :

- **Premier cas :**

(σ_1 et σ_2) > 0 ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15aL$





- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; 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 **RPA 99/2003** :

- **Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$** , on ferraille avec la section minimale ;
- **Si : $A_v > A_{min}$** , on ferraille avec A_v .

- **Troisième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **b) Armatures verticale :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **RPA** 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 $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- **c) 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 du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile **0,15%** ;
- En zone courante **0,10%**.

- **d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. 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 diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

- **e) Armatures de coutures :**





L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.3.Ferrailage des voiles :

$$A = 0,60\text{m}^2$$

$$I = 0,13\text{m}^4$$

$$V = 1,113\text{m}$$

➤ 0,8G + EY :

$$N = 267,715\text{t}$$

$$M = 489,3352 \text{ t.m}$$

$$V_u = 2,773$$

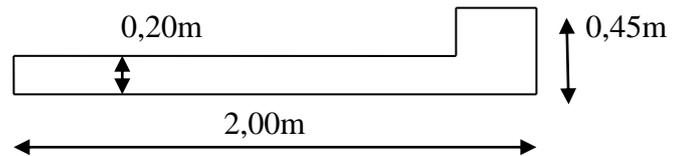


Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux.

1) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{267,715}{0,60} + \frac{489,34 \times 2,77}{0,13} = 10872,89 \text{ t} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{267,715}{0,503} - \frac{489,34 \times 2,77}{0,1} = -9980,51 \text{ t} \end{cases}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée ,on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

2) Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{9980,51}{10872,89 + 9980,51} \times 2,00 = 0,96 \text{ m}$$

1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% .a .L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

a. Le diamètre :





$$D \leq h/10 \quad (\text{mm}) \quad D \leq \frac{h}{10} \quad (\text{mm}) \Rightarrow D \leq \frac{200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

b. L'espacement:

Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{2 \times a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003)** on à :

$$St \leq \min \{1.5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{RPA 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

VII.4. Calcul des armatures horizontales :

On adopte :

Le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :

Un espacement de **20 cm**.

VII.4.1. calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91 :

Dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins;

Donc :

on prend **$4\phi 8$** par m^2 .

VII.5 Vérification à l'ELS :

VII.5.1. Vérification des contrainte de cisaillement :

Selon le BAEL 91/99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,7 \times 10}{20 \times 0,9 \times 200} = 0,076 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,076 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$





Selon le RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 27,7 \times 10}{20 \times 0,9 \times 343} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas de risque de cisaillement

VII.6. Disposition des armatures :

VII.6.1. 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 $St=30 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots$ Condition. Vérifiée.

$L=200 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 20 \text{ cm}$.

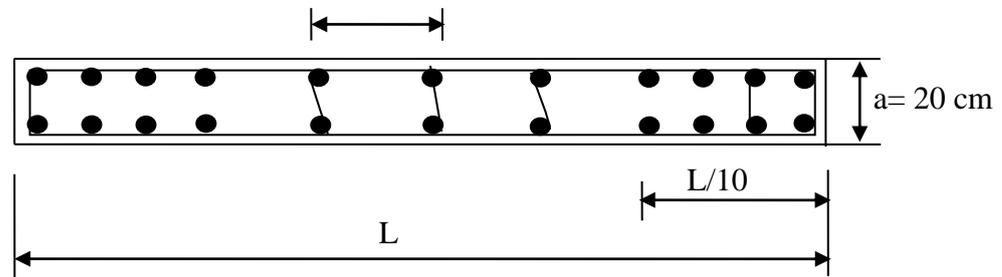


Figure VI.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.6.2. 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 $St \leq \min (1.5a; 30 \text{ cm})$.





-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.6.3.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.

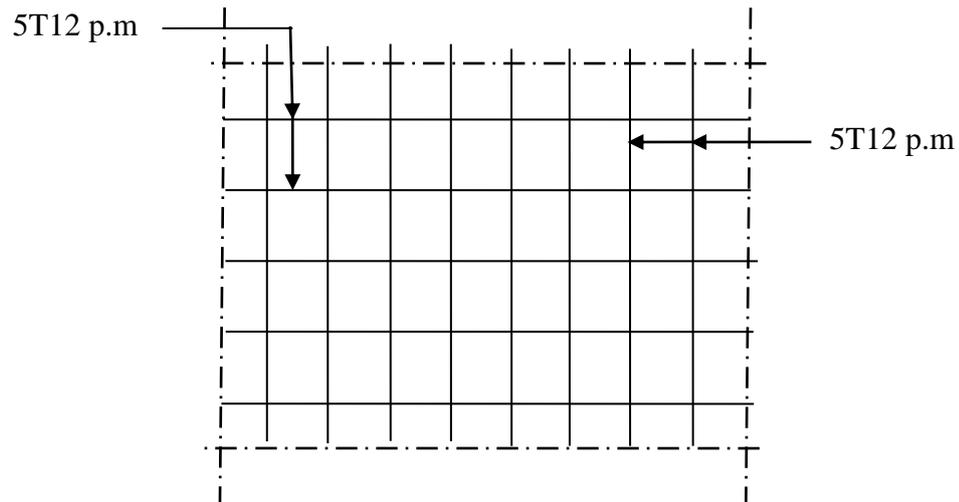


Figure .VII.3 :Disposition du ferrailage du voile.



Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure



Chapitre VIII. Etude de l'infrastructure :

Introduction :

L'infrastructure est une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

❖ Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.
- D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont :
 - Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{SOL} = 1.4 \text{ bars.}$
 - Coefficient de raideur : $\mathbf{K} = 40 \text{ MN/m}^3.$
 - Profondeur d'ancrage : $H = 2,4 \text{ m.}$
 - Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
 - 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' **E.L.S**

$$\mathbf{N_{ser} = G+Q.}$$

2- Ferrailage à l' **E.L.U**

$$\mathbf{N_u = 1,35 G+ 1,5 Q}$$





VIII.1. Calcul du radier:

Le radier c'est 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 ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol correspondant poids total de la structure).

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.2. Pré dimensionnement du radier :

- Combinaison d'actions :

- E.L.U :

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 61129,208 \text{ KN.}$$

- E.L.S :

$$N_{ser} = G_T + Q_T = 44637,981 \text{ KN.}$$

- Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 44637,981 \text{ t}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 44637,981/14 \geq 318,84 \text{ m}^2.$$

On prend un débord « **D= 100cm** » de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface « **S radier = 570.684 m².** »

- Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 4,80 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 19,2 \leq d \leq 24 \Rightarrow \begin{cases} d = 24 \text{ cm} \\ h = d + c = 24 + 5 = 29 \text{ m} \end{cases}$$

- Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.





$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{61129,208}{570,684} = 107,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} \quad \Leftrightarrow e \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Leftrightarrow V_u = \frac{107,12 \times 4,8}{2} = 257,088 \text{ kN} \\ q_u = 107,12 \times 1 \text{ m} = 107,12 \text{ kN/m} \\ e \geq \frac{257,088 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 1,14 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ **Choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 30 cm, **$h_r = 30 \text{ cm}$** .

❖ **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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Leftrightarrow 53.33 \leq h \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm}$$

L : la portée maximale d'une poutre de libage, L = 4.80 m

Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$= 25[(0,30 \times 570,684) + (0,8 \times 0,4 \times 288.6)] = 6588,93 \text{ kN}$$

$$N'_{ser} = 6588,93 + 44637,981 = 51226.911 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ser}'}{S_r} = 89.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = 0,017 \text{ m}^4$

E : module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m².

b : largeur de la poutre b=0,40m.

K : coefficient de la raideur de sol k = 400 t/m³.





$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,017}{400 \times 0,4}} = 6.80 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.8\text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9.54 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

• **Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

Poids unitaire du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{44637,981}{570,684} = 78.22 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 25 \times 0,30 = 7.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 70.72 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 132.5 \text{ KN/m}^2.$$

VIII.3.Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité(1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- **Moment en travée :** $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$





- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.3.2. Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{61129,208}{570,684} = 107.12 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{44637,981}{570,684} = 78.22 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

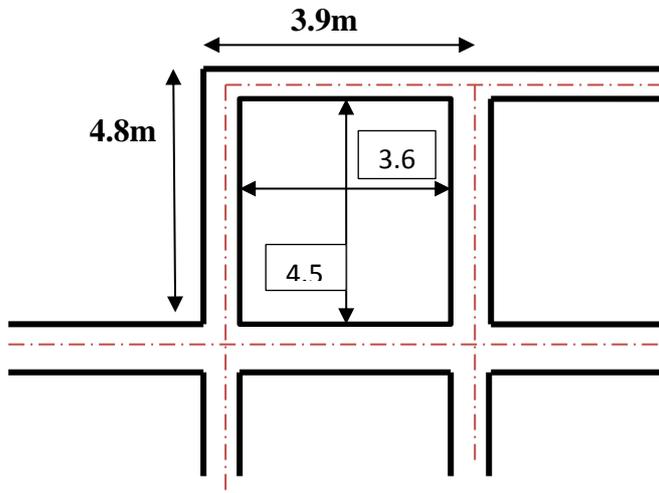


Fig. VII. 1 : Schéma du panneau le plus défavorable.

➤ Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x / L_y = 3,6 / 4,5 = 0,80$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0561 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,5959$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0561 \times 191,72 \times 3,6^2 = 139,39 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,5959 \times 139,39 = 80,06 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

En travée :

➤ Sens-x -:

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 139,39 = 104,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{104,54 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,1 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,947 .$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{104,54 \times 10^3}{0,947 \times 27 \times 348} = 11,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **8T14 cm²/ ml** , **A = 12,32cm²/ml**

➤ Sens-y -:

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 80,06 = 60,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$





$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{60,05 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60,05 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5T14 cm²/ml** , **A = 6,79 cm²/ml**

Sur appuis :

➤ Sens x,y:

$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{ox} = 0,4 \times 139,39 = 55,76 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,76 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55,76 \times 10^3}{0,9725 \times 27 \times 348} = 6,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **5T14** , **A = 7,70 cm²** , **S_t = 25cm** les deux sens

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.3.3.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 et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens Longitudinal(x) :

Calcul de Q':

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} \right] =$$

$$\frac{7,072}{2} \left[\left(1 - \frac{3,6^2}{3 \times 4,5^2} \right) 3,6 \right]$$

$$= 10,013 \text{ t/m}^2$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{10,013 \times 4,5^2}{8} = 25,36 \text{ t.m}$$

• Calcul du ferrailage :

➤ En travée :





$$M_t = 0.85 \times M_0 = 21.56 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.56 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 14,20} = 0.073 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9625 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.56 \times 10^4}{0,9625 \times 72 \times 348} = 8,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T10} \end{array} \right.$$

➤ **En appuis :**

Tableau. VII. 1: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.4 \times M_0 = 8,62$	$0,3 \times M_0 = 6,47$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,029 \rightarrow 0,9855$	$0,022 \rightarrow 0,989$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	3.49	2,61
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	4T14= 6.16cm²	4T12=4,52cm²

b) Sens transversal(y) :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 7.072 \times 3,6 = 16,97 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{16,97 \times 4,5^2}{8} = 42,96 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul du ferrailage :**

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 36,52 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,52 \times 10^4}{40 \times 72^2 \times 14,20} = 0,124 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,934 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,52 \times 10^4}{0,934 \times 72 \times 348} = 15,61 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T14} \rightarrow A = 18,72 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{array} \right.$$

➤ **En appuis :**





Tableau. VII. 2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.4 \times M_0 = 17.18$	$0,3 \times M_0 = 12,89$
$\mu \rightarrow \beta$	0,058 → 0,970	0,043 → 0,9785
$A_s (cm^2)$	7.07	5,26
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T16 = 8,04	4T16=8,04

VIII.3.4. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.3.5. Les vérifications :

- **Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{70,72 \times 4,5}{2} = 159,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{159,12 \times 10}{40 \times 72} = 0,55 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u =$$

$$\min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Diamètre:**

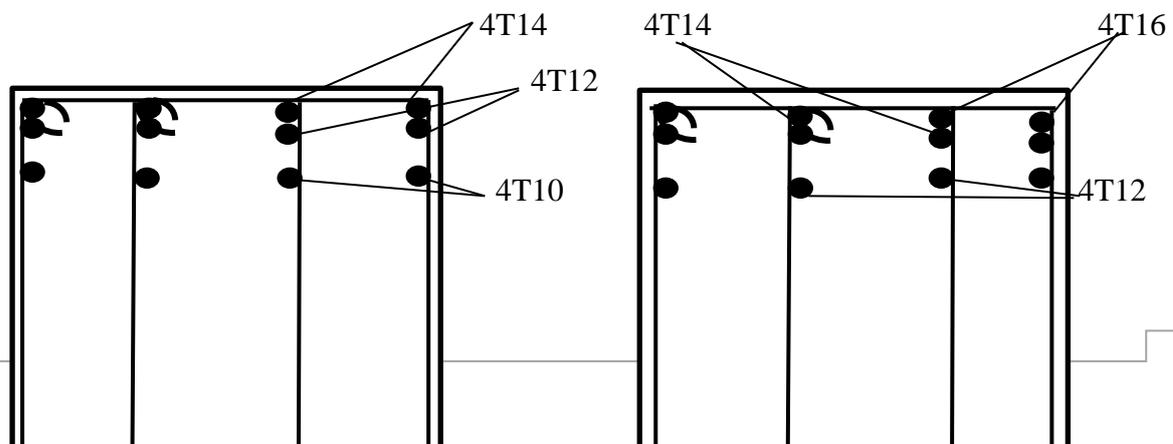
$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22,8 ; 12 ; 40 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_L \right\} = \min \{ 20 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe400, soit 4T10 = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} = 0,4 \text{ Mpa}$$



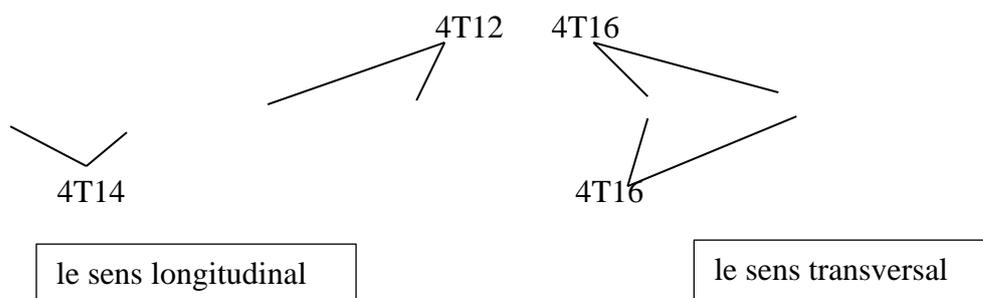


Figure .VII.2 : Ferrailage de la poutre suivant les deux sens





Conclusion :

Notre projet fin d'études nous a permis d'assimiler les différentes méthodes de calculs et techniques du bâtiment en utilisant les logiciels de calcul de structure ainsi que l'acquisition des connaissances de la réglementation algérienne régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de la construction.

En analysant les différentes possibilités et choix, nous avons abouti à un système structurel adéquat, économique et stable dûment justifié et convenablement conçu, un système à base de portiques associé à un contreventement en voiles en béton armé, dont le dimensionnement de ses éléments a été élaboré conformément aux règlements techniques en vigueur notamment le **R.P.A**, les normes du **B.A.E.L**.

Ayant été assistés par l'outil informatique, nous avons pu réduire le temps d'analyse et alléger les difficultés grâce à la simulation offerte par l'ensemble de logiciels et applications utilisés.

De ce fait, Le projet nous a permis de mieux apprécier le métier génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel Etabs 9.7 et la stabilisation de notre structure ...etc.

Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions.



Références bibliographiques

OUVRAGES ET REGLEMENTS :

- D.T.R.B.C-2.48 , Règles parasismiques algériennes « RPA99/ Version 2003 ».
- D.T.R.B.C-2.2, Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- B.A.E.L 99 : Béton armé aux états limites

MEMOIRES DE FIN D'ETUDE :

- Mémoire de fin d'études

LOGICIELS :

- Logiciel AUTOCAD 2017.
 - Logiciel ETABS 9.7.
-