



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

Présenté par :

ABBAS SOUMIA
BELGEURBOUZ KHALDIA

Sujet du mémoire

***Etude des éléments porteurs d'une
structure en(R+10+Sous-sol)
à usage multiple***

Soutenu publiquement..... Octobre 2020 devant le jury composé de :

Mr. BENFARHAT .R

Président

Mr. AIT AMER MEZIANE .M

Rapporteur

Mme. AIT YAHIA .S

Examineur

Mme.KHARROUBI .L

Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En seconde lieu, on veut adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à notre encadreur le Pr : Ait AMER MEZIANE MOUHAMED pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils durant toute cette période malgré les difficiles conditions liées au COVID19.

Nous remercions, également Mme KHAROUBI LAMIA pour son aide dans l'élaboration de ce mémoire.

Nos vifs remerciements vont aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre Etude en acceptant d'examiner et de l'enrichir par leurs précieuses propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier nos familles et toutes les personnes qui on participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

« و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ❖ *mes frères Mohamed, Hocine*
- ❖ *Toute Les familles Belgeurbouz et Kaddari*
- ❖ *Mes amis. Amina, Aouda, Bahia, Zahira, Narimen, Sara, Zineb, Zahra, Spécialement Soumia*
- ❖ *A mon Amis Abed Barak*
- ❖ *Toute la Promotion 2020.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite*

Khaldia



Dédicace

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »
Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ❖ *Mes sœurs : Hadjer , Roufaïda , Nawal., Amria , Zahia , Amra, Noura, Aïcha, Rima.*
- ❖ *Toute Les familles ABBAS et GEUROUGE.*
- ❖ *Mes Amis : Rachida, Wahiba, Kholoud, Hayet, Narimen, Sara, Zineb , Zahra , Habiba, Faten.*
- ❖ *Toute la Promotion 2020.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite*

Soumia

Notations et Symboles

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

f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
ϵ_{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,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,

Listes Des Tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques géométrique de la structure	2
Tableau I.2: Les deformations limites du pivot	11
Tableau II. 1: Charges et surcharge du plancher terrasse	16
Tableau II. 2: Charges et surcharge des étages courants	17
Tableau II. 3: Charges et surcharge du plancher commercial	18
Tableau II. 4: Charges et surcharge du mur extérieure	18
Tableau II. 5: Charges et surcharge du mur intérieure	19
Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation	20
Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux	24
Tableau II.8: Dimensions des éléments porteurs	25
Tableau III.1: Moment en appuis (Plancher étage courant) ELU	31
Tableau III.2: Moment en appuis (Plancher étage courant ELS	33
Tableau III.3: Récapitulatif des résultats obtenus	35
Tableau III.4: Récapitulatif des résultats obtenus	42
Tableau IV.1: Evaluation des charges et des surcharges Paillasse	74
Tableau IV.2: Evaluation des charges et des surcharges Palier	74
Tableau IV.3 : Moment maximal E.L.U.	76
Tableau IV.4 : Moment maximal E.L.S.	78
Tableau IV.5: Ferrailage de volée	80
Tableau IV.6 : Vérifications de volée	80
Tableau IV.7: Vérifications de la fleche	82
Tableau IV. 8: Calcul du Ferrailage	83

Tableau IV.9: Calcul de la flèche	86
Tableau IV.10: Evaluation des charges et des surcharges Balcon.....	87
Tableau V. 1 : Facteur de qualité	111
Tableau V. 2 : Valeurs de la force sismique totale.....	112
Tableau V.3 : Facteur de participation massique	112
Tableau V.4 : Les déplacements latéraux inter-étage.....	114
Tableau V.5 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage(sens x).....	115
Tableau V.6 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage(sens y).....	115
Tableau V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	116
Tableau VI.1 : Ferraillage des différents niveaux (poutre de rive sens principale).....	121
Tableau VI.2 : Ferraillage des différents niveaux (Poutre inter sens principale).....	122
Tableau VI.3: Ferraillage des différents niveaux (Poutre rive sens secondaire).....	122
Tableau VI.4 : Ferraillage des différents niveaux (Poutre inter sens secondaire).....	123
Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	130
Tableau VI.6 : Les sollicitations défavorables du 2 ^{eme} genre	130
Tableau VI.7: Ferraillage des poteaux d'intermédiaires.....	134

Listes Des Figures

Fig. I. 1 : Vue en plan de la structure.....	2
Fig. I. 2 : Diagramme parabole–rectangle des contraintes–déformations du béton.....	6
Fig. I. 3 : Diagramme rectangle	7
Fig. I. 4 : Diagramme contrainte–déformation d’acier.....	9
Fig. I. 5: Diagramme des déformation limitées de la section.....	11
Fig II.1 : Plancher à corps creux.....	13
Fig II. 2 : Plancher Terrasse inaccessible.....	16
Fig II.3: Plancher étage courant.....	17
Fig II. 4 : Coupe vertical d’un mur extérieure.....	18
Fig II. 5: Coupe vertical d’un mur intérieure.....	19
Fig II. 6: Section du poteau de plus sollicité.....	21
Fig II. 7: Schéma du voile.....	25
Fig. III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	26
Fig. III.2 : Schéma explicatifs.....	28
Fig. III.3 : Principe de calcul de l’effort tranchant.....	29
Fig. III.4 : Les types des potrelles	29
Fig. III.5 : Schéma explicatif	36
Fig. III.6 : Schéma explicatif	36
Fig. III.7 : Schéma explicatif	37
Fig. III.8 : Section de calcul de la poutrelle.....	43
Fig. III.9 : Schéma de la bielle d’about.....	48
Fig.III.10: Dessin de ferrailage des poutrelles étage courant.....	50
Fig. III.11: Schéma de la bielle d’about.....	55
Fig.III.12: Dessin de ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible.....	57
Fig. III.13 : Panneau de dalle le plus sollicité.....	57
Fig III.14: Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.....	64
Fig III. 15 : Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.....	64
Fig IV. 1 : Acrotère	66
Fig IV. 2 : Ferrailage de l’ acrotère.....	71
Fig IV. 3 : Coupe descriptive d’un escalier.....	72
Fig IV. 4 : Terminologier de l’escalier à de volées.....	72
Fig IV. 5 : Schéma statique de l'escalier.....	75
Fig IV. 6 : Diagramme moment et effort tranchant (M,T) de l'escalier	77
Fig IV. 7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	79

Fig IV. 8 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier.....	82
Fig IV. 9: Ferrailage de les escaliers.....	86
Fig IV. 10 : Ferrailage de la poutre palière.....	86
Fig IV. 11: Schéma statique de calcul	87
Fig IV. 12: Ferrailage de Balcon	93
FigIV.13 : schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur.....	95
Fig IV. 14 : Diffusion de charges dans feuillet moyen.....	95
Fig IV. 15: Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle de l'ascenseur.....	105
Fig IV. 16: Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle de l'ascenseur.....	106
Fig V.1: Lastructure sur Etabs 2018.....	107
Fig V.2: Translation pur vers (x ;x).....	113
Fig V.3: Translation pur vers (y ;y)	113
Fig V. 4 : Rotation vers (z ;z)	113
Fig.VI.1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales ,secondaires.....	127
Fig.VI.2 : Zone nodal.....	136
Fig.VI.3: Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	137
Fig.VI. 4: Schéma du voile + Poteau.....	141
Fig.VI.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	143
Fig.VI.6: Disposition du ferrailage du voile.....	144
Fig.VII.1: Schéma de voile périphérique	146
Fig.VII.2: Répartition des charges sur les poutres selonLes lignes de rupture(y).....	156
Fig.VII.3: Répartition des charges sur les poutres selonLes lignes de rupture(x).....	158
Fig.VII.4: Schéma des armatures de peau.....	159

Sommaire

Introduction général	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypotheses de calcul	
I.1:Introduction	2
I.2 : Caractéristiques géométriques	2
2.1 :Données du site	3
2.2 :Définition des éléments de la structure	3
I.3 :Caractéristiques mécanique des matériaux	4
3.1 :Résistance mécanique	4
3.2 :Déformation et contrainte de calcul	6
3.3 :Module de déformation longitudinale du béton	7
3.4 :Module de déformation transvers	8
I.4: Les hypothèses de calcul	9
4.1 :E.L.U.R	9
4.2 :E.L.S	11
Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments	
II.1:Introduction	13
II.2 :Pré-dimensionnement des différents éléments	13
2.1 :Pré dimensionnement du plancher	13
2.2 :Dalle pleine du sous-sol	13
II.3 :Descente de charges	15
3.1 :Les planchers	15
3.2.Murs de façade (extérieur)	18
3.3.Murs intérieurs	19
3.4 :Loi de dégression de la surcharge d'exploitation	19
3.5 :Pré dimensionnement des poutres	20
3.6. Pré dimensionnement des poteaux	21
3.7. Pré dimensionnement des voiles	24
II.4:Tableau récapitulatif	25

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1:Introduction	26
III.2 :Dimensionnement des poutrelles	26
2.1 :Plancher acorps-creux(plancher des10étages	27
2.2 :Dalle pleine (plancher RDC)	27
III.3 :Méthode de calcul des poutrelle	27
3.1 :Planchers étage courant	27
III.4:Calcul des poutrelles	29
4.1 :Type de poutrelles	29
4.2 :Les combinaisons de charges	29
4.3 :Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	30
III.5:Plancher étage courat	30
5.1 :Le calcul se fait à L'E.L.U	30
5.2 : Le calcul se fait à L'E.L.S	32
III.6:Plancher tarrasse.....	35
6.1:Méthode de calcul	36
6.2:Principe de calcul de la méthode des trois moments	36
6.3 :Calcul des poutrelles du plancher tarrasse	37
III.7:Calcul du ferrailage des poutrelles L'E.L.U	43
7.1:Planncher étage courant(1 ^{ère} étage -10 ^{ème} étage	44
7.2:Plancher terrasse inaccessible	50
III.8:Vérification de la flèche	56
III.9:Etude de dalle pleine	57
9.1:Epaisseur	57
9.2:Calcul de ferrailage	58

Chapitre IV :Ferrailage des éléments non-structuraux

VI.1:Introduction	65
IV. 2 :L'acrotère	65
2.1 :Dimensions	65
2.2.Calcul des sollicitations	66
2.3.Ferrailage de l'acrotère	67
IV.3 :Les escaliers	71
3.1 :Définition	71
3.2 :Dimensions des escaliers	72

3.3 :Dimensionnement de volée	73
3.4 : Décent des charges	74
3.5 :Calcul du moment maximal E.L.U	75
3.6 :Calcul du moment maximal E.L.S	78
3.7 :Le Ferrailage	80
3.8 :Etude de la poutre palier	82
IV.4 :Balcons	87
4.1 :Dalle pleine de type cosole	87
4.2 :Détermination des sollicitations	88
4.3 :Calcul à l'ELU	89
4.4 :Calcul à L'ELS	90
4.5 :Calcul des ferailage	90
IV.5 :Ascenseur	94
5.1 :Dimensionnement	95
5.2 :Calcul de sollicitation	96
5.3 :Superposition des moments	99
5.4 :Ferrailage de panneau	100
5.5 :Vérification à L'E.L.U	102
5.6 :Vérification à l'état limite de service (ELS)	104

Chapitre V :Etude sismique

V.1 :Généralités sur les séisme	106
V.2 :Introduction	106
V.3 : Calcul sismique	106
3.1: Analyse statique équivalente	106
3.2: Analyse Modale Spectrale	106
3.3 : Méthode du calcul	107
3.4 : Condition à vérifier	108
V.4 : Méthode d'analyse modal spectral	109
4.1 : Principe de la méthode	109
4.2 : Spectre de réponse de calcul	109
4.3 : Calcul de la force sismique totale	110
V.5 : Vérification des forces sismiques :($V_{dy} > 80\% V_{st}$)	111

5.1 : Le calcul de la force sismique totale	111
5.2 : Vérification de la période fondamentale	112
5.3 : Vérification des facteurs de participation massique	112
5.4 : Les déplacements latéraux inter- étage	114
5.5 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	116
V.5 : Vérification de l'effort normal réduit	117

Chapitre VI : Calcul des éléments contreventements

VI.1 : Introduction	118
VI.2 : Les combinaisons de calcul	118
VI.3 : Ferrailage des poutres	119
3.1 : Méthode de calcul	119
3.2 : Les armatures minimales des poutres principales	119
3.3.:Exemple de calcul	120
3.4 : Ferrailage Poutre principale de rive	121
3.5 : Ferrailage Poutre principale intermédiaire	122
3.6 : Ferrailage Poutre secondaire Rive	122
3.7 : Ferrailage Poutre secondaire intermédiaire	123
VI.4 :Les vérifications	123
4.1 :Poutre principale (30x40)	123
4.2 : Vérification des contraintes(ELS)	123
4.3.Poutre secondaire (30x30)	124
4.4.Vérification des contraintes(ELS)	124
VI.5 :Vérification de l'effort tranchant	125
5.1 :Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)	125
5.2 :Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)	125
VI.6 :Calcul les armatures transversales	126
6.1 :Diamètre des armatures transversales	126
6.2 :Calcul de L'espaceement	126
6.3.Calcul des crochets	126
6.4 :La longueur de recouvrement	127
VI.8 :Ferrailage des poteaux	128
8.1 :Méthode de calcul	128

8.2 :Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	129
8.3 :Exemple de calcul	131
VI.9 :Ferrailage	133
VI.10 :Les vérifications	134
10.1 :Vérification de la contrainte de cisaillement	134
10.2 :Calcul des armatures transversales	135
VI.11 :Etude des voiles	137
11.1 :Introduction	137
11.2 :Le système de contreventement	138
VI. 12 :Ferrailage des voiles	139
12.1 :Exemple de calcul	141
12.2 :Détermination des contraintes	141
12.3 :Calcul des armatures verticales	141
12.4 :Calcul des armatures horizontales	142
12.5 :Calcul des armatures transversales	142
12.6 :Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	142
VI.13 :Disposition des armatures	143
13.1 :Armatures verticales	143
13.2 :Armatures horizontales	144
13.3 :Armatures transversales	144

Chapitre VII :Etude l'infrastructure

VII.1 :Calcul du voile périphérique	145
1.1 :Introduction	145
1.2 :Dimensionnement	145
1.3 :Calcul des charges	145
1.4 :Calcul du ferrailage	146
VII.2 :Calcul des fondations	150
2.1 :Introduction	150
2.2 :Choix du type de fondations	150
2.3.Définition du radier	151
2.4 :Pré dimensionnement du radier	151
2.5 :Détermination de la hauteur de la poutre de libage	153
2.6 :Evaluation des charges pour le calcul du radier	153
2.7 :Ferrailage du radier	154
VII.3 :Ferrailage des poutres de libages	156

3.1 :Sens longitudinal (y)	156
3.2.Sens transversal l(x)	158
VII.4.Armature de peau	159
4.1.Les vérifications	160
4.2.Armatures transversales	160
4.3.Espacement	160
Conclusion générale.....	162

Introduction
générale

Introduction générale

Introduction générale :

Le domaine de Génie Civil a connu un développement considérable dans tous les continents, en s'adaptant à une évolution des techniques et méthodes.

Notre rôle comme étant des étudiants ingénieurs (Master) est de faire adapter nos connaissances théoriques reçues au cours de notre formation suivie avec le monde de la pratique.

Dans ce cadre, l'ingénieur ne peut être jugé qu'après une mise en situation professionnelle et lui permettre d'élaborer son travail qui restera son model d'échec ou de réussite.

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple .Il consiste à dimensionner la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, implanté à Tiaret, classée en zone sismique **I**. Il est composé d'un rez-de-chaussée commercial avec un sous-sol et de 10 étages, contreventé par un système mixte, voiles – portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres, Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, Ascenseur).
- Etude sismique
- Calcul des éléments contreventements(Le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre Structure, calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme)
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique).

Chapitre I
Présentation de
l'ouvrage

I.1.Introduction :

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment en (R+10 +sous-sol) à usage multiple (Habitation et commerce) implanté à Tiaret, région classée en zone de faible sismicité (**ZONE I**) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/2003.

- Un sous-sol : vide sanitaire
- Un RDC : Locaux commerciaux.
- 10 Etages : Logement

I.2.Caractéristiques géométriques :

Longueur totale du bâtiment	24,70m
Largeur totale du bâtiment	13,8m
Hauteur Totale du bâtiment	33.66
Hauteur Sous-sol	3,06 m
Hauteur du RDC et étages courants	3,06 m

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de la structure.

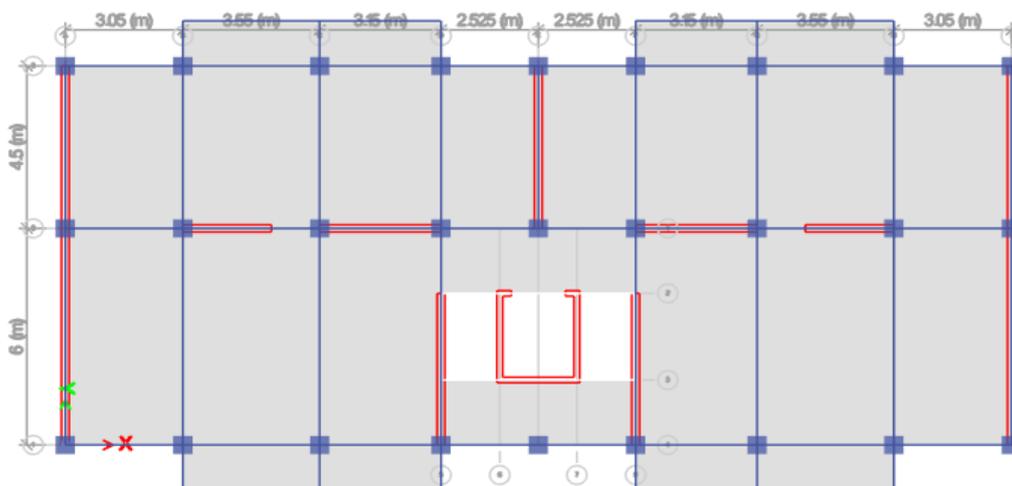


Fig.I.1 : Vue en plan de la structure.

2.1. Données du site : Selon le rapport géotechnique

- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1,50$ bars.
- Le poids spécifique de terre $\gamma=1,7t/m^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi=35^0$.
- La cohésion $C=0$.

2.2. Définition des éléments de la structure :**a) Superstructure :****➤ Ossature :**

C'est une ossature auto-stable réalisé en système de portique (poteaux-poutre).

➤ Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance.
- Une fonction d'isolation acoustique

On distingue deux types :

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

➤ Maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

➤ Escalier :

On a un seul type d'escalier : escalier à deux volées avec deux paliers utilisé pour l'accès du RDC jusqu' au 10^{ème} étage.

➤ Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériels.

➤ **Revêtement :**

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

b) Infrastructure :

Le type de la fondation de notre bâtiment sera défini après l'étude de l'infrastructure.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier.

➤ **Le béton :**

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

Les compositions retenues par m³ sont :

- ✓ 400 L.....de sable.
- ✓ 800 L.....de gravier.
- ✓ 175.....d'eau.

3.1. Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

1. Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes : Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

3. Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

4. Pour $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28}$

5. Pour notre étude on prend..... $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduit de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} \dots \dots \dots f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$$

Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

a) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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

- **Etat limite de service (ELS) :**

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

3.2. Déformations et contraintes de calcul :

a) 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.1) Diagramme parabole – rectangle :

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

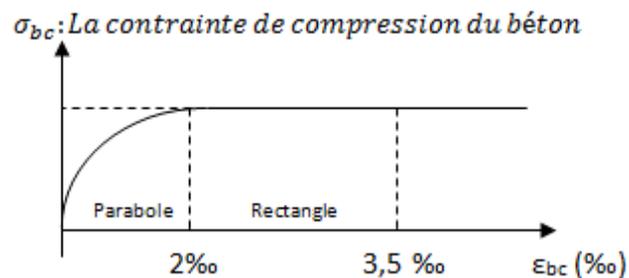


Fig. I. 2 : Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{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 avec $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{array} \right.$

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

b) Etat limite de service :

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

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

b.1) Diagramme rectangulaire :

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

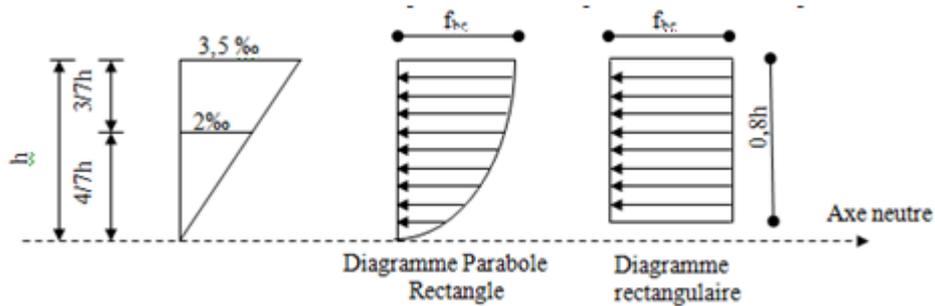


Fig. I.3 : Diagramme rectangulaire.

Contrainte admissible de cisaillement:

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) \\ &= 3,34 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= 2,5 \text{ MPa ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{aligned}$$

3.3. Modules de déformation longitudinale du béton :**a) Module de déformation instantanée :**

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

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

b) Module de déformation différée :

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

3.4. Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson:

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

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

Où : ν est le coefficient de poisson

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

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

➤ Les Aciers :

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

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

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

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 kN/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000MPa.

Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

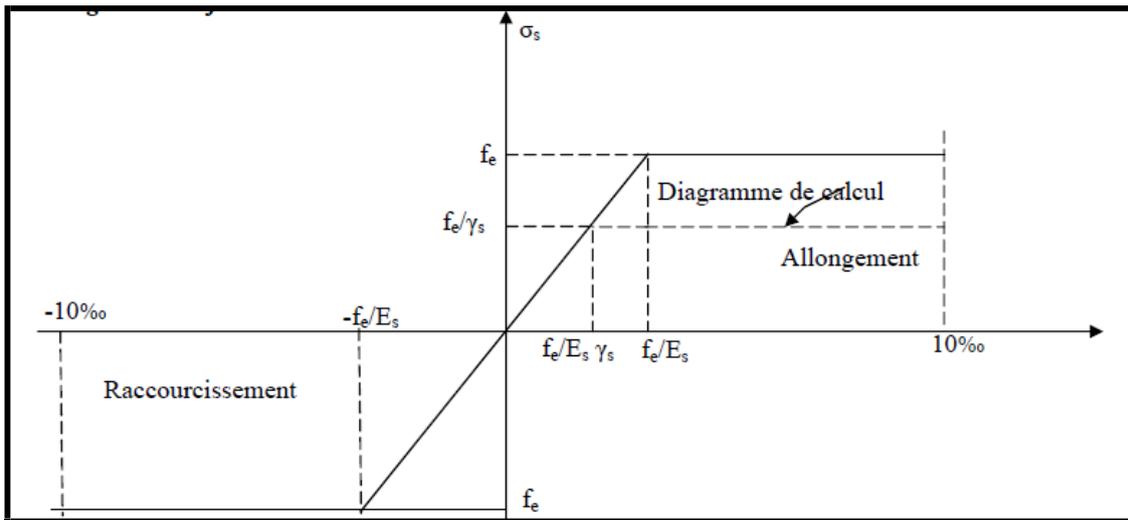


Fig. I.4 : Diagramme de déformation – contraintes.

Contraintes limites de traction des armatures :

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) \rightarrow Fissuration préjudiciable

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

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

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.4.Hypothèse de calcul:

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

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

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.A 99 (version 2003).

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

1. a. 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 ;
- Raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- 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.

1. b. Règles des trois pivots :

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

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;

- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation 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.2 : Les déformations limitent du pivot.

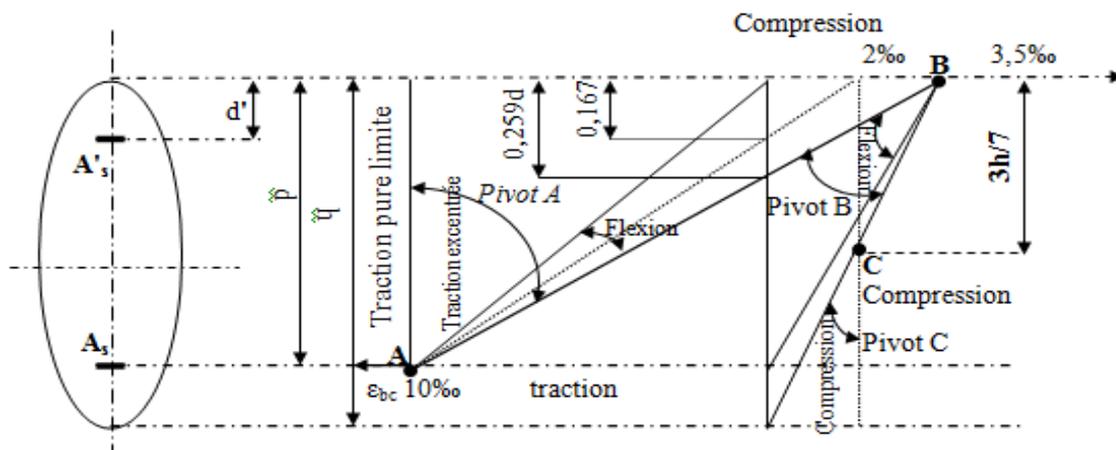


Fig. I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section.

4.2. E. L. S :

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

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

2. a. Hypothèse 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 négligé.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

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

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

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 :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

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

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme.} \end{cases}$$

Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments

II.1.Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir : (le **RPA 99/2003**, le **CBA90** et le **BAEL 91/99**).

II.2.Pré-dimensionnement des différents éléments :

2.1. Pré dimensionnement du plancher :

1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers :

On applique la condition de rigidité pour déterminer l'épaisseur des planchers "ht" il suffit de satisfaire la condition suivante:

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

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[3,55 ; 4,45] \text{ m} = 3,55 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{355}{22,5} = 15,77 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

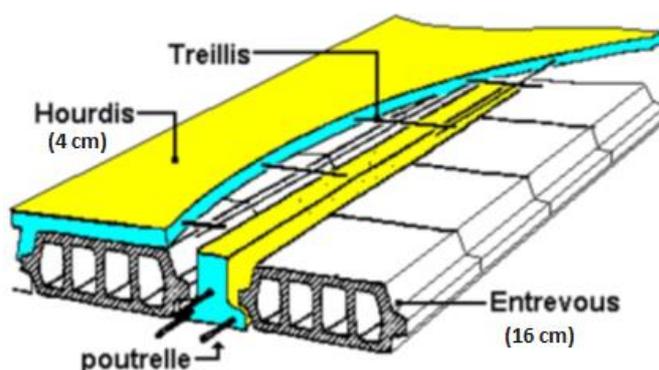


Fig. II.1 : Plancher à corps creux.

2.2. Dalle pleine du sous-sol :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on prend le panneau ayant la plus grande surface.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion, son épaisseur dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

2. a-Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$; Pour une heure de coup de feu ;
- $e = 11 \text{ cm}$; Pour deux heures de coup de feu ;
- $e = 17,5 \text{ cm}$; Pour quatre heures de coup de feu.

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

2. b-Isolation acoustique :

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La nature même du bruit joue un rôle dans l'épaisseur de la dalle comme suit :

- $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Leftrightarrow e = 16 \text{ cm}$;
- $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Leftrightarrow e = 14 \text{ cm}$.

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

2. c-Résistance à la flexion :

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 600 \text{ cm}$ et $L_y = 355 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{600}{355} = 1,69 > 0,4$$

Donc notre panneau travail dans les deux sens

$$\frac{600}{50} < e < \frac{600}{40} \rightarrow 12 < e < 15 ; \text{ On prend :}$$

$e = 13 \text{ cm}$.

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

2. d-Condition de flèche :

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{max} < \frac{L_{max}}{500}; \text{ Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m} \\ f_{max} < 0,5 + \frac{L_{max}}{1000}; \text{ Si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m}; f_{max} < 0,5 + \frac{600}{1000} = 1,1 \end{array} \right.$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,00 \times 1 \times 25 = 150 \text{ kN/m} \\ Q = 4,00 \text{ kN/m} \end{array} \right. \Rightarrow q_{ser} = G + Q = 154 \text{ kn/m}$$

$$I : \text{ le moment d'inertie; } I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$E : \text{ module de Young } E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 12 \times 154 \times 10^{-3} \times 600^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 154 \times 10^{-3} \times 600^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 1,1}} = 9,90 \text{ cm}$$

II.3.Descente de charges :

3.1. Les planchers :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitation 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.

1.1.Plancher terrasse inaccessible :

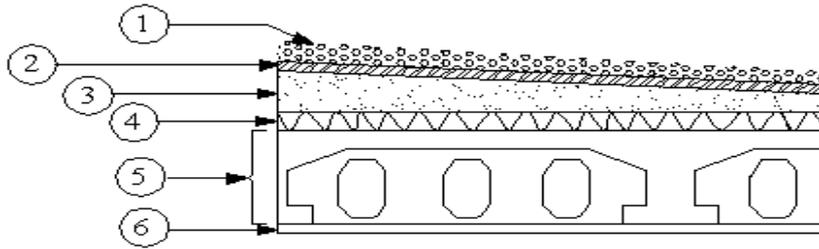


Fig. II.2: Plancher terrasse inaccessible

Désignation	e (m)x masse volumique	G (Kn/m ²)
Protection en gravillons	0,05x20	1
Etanchéité multicouche	0,02x6	0,12
Forme de pente en béton léger	0.05x22	1,1
Isolation thermique en liège	0,02x4	0,08
Plancher à corps creux	16+4	2,8
Enduit en plâtre	0,02x10	0,20
G		5,3
Q		1

Tableau. II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse.

1.2. Plancher étage courant :

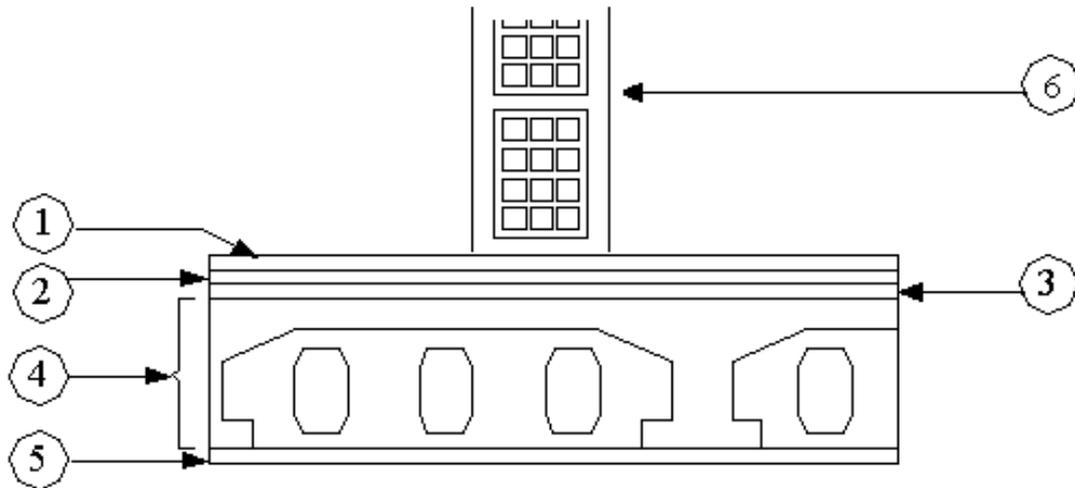


Fig. II.3: Plancher étage courant

Désignation	e (m) x masse volumique	G (kn/m ²)
Carrelage	0,02x20	0,4
Mortier de pose	0,02x20	0,4
Lit de sable	0,02x18	0,36
Corps creux	16+4	2,8
Enduit en plâtre	0,02x10	2,2
Cloisons de briques		0,9
G		5,06
Q		1,5

Tableau. II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant)

1.2. Plancher étage Commercial (Dalle pleine) :

Désignation	e (m) x masse volumique	G (kn/m ²)
Carrelage	0,02x20	0,4
Mortier de pose	0,02x20	0,4
Lit de sable	0,02x18	0,36
Dalle pleine	0,15x25	3,75
Enduit de plâtre	0,02x10	0,2
Cloisons de briques	0,9	
G	6,01	
Q	5	

Tableau. II. 3 : Charges et surcharge du plancher commercial

3.2.Murs de façade (extérieur):

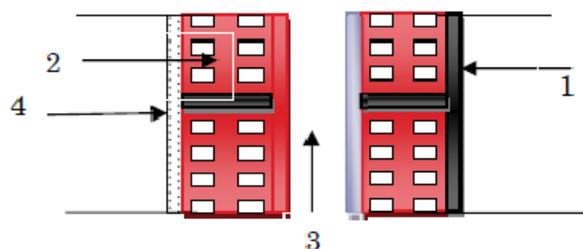


Figure II.4 : Coupe vertical d'un mur extérieur.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	2x0.18	0.36
2 - Parois en brique creuse extérieur (e =15cm)	9x0.15	1.035
3 - Parois en brique creuse intérieur (e =10cm)	9x0.10	0.90
4 - Enduit intérieur en ciment (e =1.5cm)	1.50x0.18	0.27
	G=∑Gi	2.88

Tableau .II.4 : Charge permanente des Murs extérieur.

3.3.Murs intérieurs:

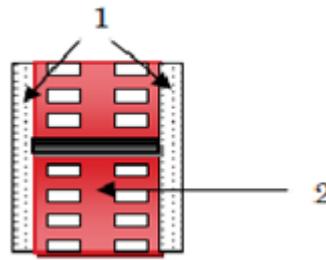


Fig.II.5 : Coupe vertical d'un mur intérieur.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1- Enduit en ciment face 1 (e=1.5cm)	1.5x0.18	0.27
2- Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0.10	0.90
3- Enduit en ciment face 2 (e=1.5cm)	1.5x0.18	0.27
	G=ΣGi	1.44

Tableau.II.5 : Charge permanente des Murs intérieurs.

3.4 .Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et Q1, Q2, Q3, Qn les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse Q0

Sous étage 1 Q0 + Q1.

Sous étage 2 Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 Q0 + 0,90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage n $Q0 + \frac{3+n}{2n}(Q1 + Q2 + \dots + Qn)$ Pour ≥ 5

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
10	$Nq_0=1,00$	1
09	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
08	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
07	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
06	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
05	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
04	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
03	$Nq_7=q_0+0,71(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,46
02	$Nq_8=q_0+0,69(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,28
01	$Nq_9=q_0+0,67(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10,05
RDC	$Nq_{10}=q_0+0,65(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	10,75
Sous-sol	$Nq_{11}=q_0+0,64(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11})$	13,80

Tableau.II. 6 :Dégression des charges d'exploitation

3.5. Pré dimensionnement des poutres:

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 6 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 3,55 \text{ m} \end{cases}$

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

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

5.1.Sens longitudinal :

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 600 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 40 = 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \text{ cm} \Rightarrow 1,33 \leq 3 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend (30 X 40) cm² comme section des poutres principales.

5.2. Sens transversal :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 355 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 23,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 35,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend (30 X 30) cm² comme section des poutres secondaires.

3.6. Pré dimensionnement des poteaux :

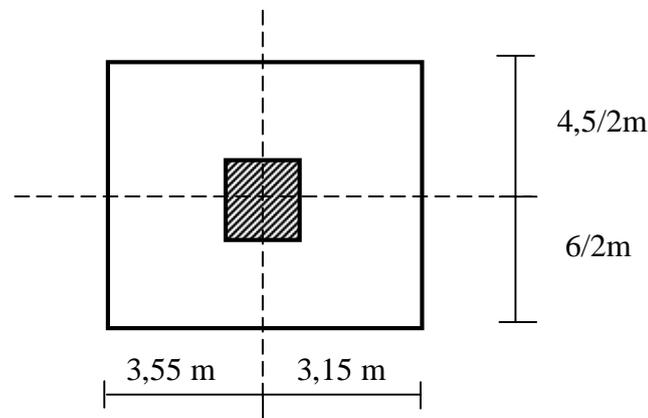


Fig.II.6: Section du poteau le plus sollicité

$$S = \left(\frac{3,55}{2} + \frac{3,15}{2} \right) \times \left(\frac{6}{2} + \frac{4,50}{2} \right)$$

$$S = 17,58 \text{ m}^2$$

On a 4 types de coffrage des poteaux (carré et circulaire):

- Type 1 : sous-sol, R.D.C. et 1^{ier} étage.
- Type 2 : du 2^{émé} étage jusqu'au 4^{émé} étage.
- Type 3 : du 5^{émé} étage jusqu'au 7^{émé} étage.
- Type 4 : du 8^{émé} étage jusqu'au 10 étage.

6.1. Pré dimensionnement des poteaux de type 1:

- Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux

$$G = (G_T + 10G_{é,c} + C_{ommercial}) \cdot S$$

$$G = (5,3 + 10 \cdot 5,06 + 6,01) \cdot 17,58$$

$$G = 1088,38 \text{ KN/m}$$

On majore efforts de 10%

$$N_G = 1,1 \cdot 1088,38 = 1197,22 \text{ KN/m}$$

$$N_Q = 13,80 \cdot 1,1 = 15,18 \text{ KN/m}$$

$$N_U = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_U = 1,35(1197,22) + 1,5(13,80)$$

$$N_U = 1639,02 \text{ KN}$$

❖ 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 $\lambda \leq 50$

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

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

Avec :

- L_f : Longueur de flambement
- i : Rayon de giration
- B : Section des poteaux
- λ : L'élancement du poteau
- I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par socentre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3,06 \text{ m}; L_f = 0,7 \times 4 = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,290 \cdot 50} = 14,48 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50 cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{214,2}{14,50} = 14,48 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de b :

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

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

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

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

B_r : Section réduite

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

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

$$A_s = 0,7\% [48(b - 2)] = 0,336(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,290 \cdot 50} = 14,48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,48}{35}\right)^2} = 0,821$$

$$N_u \leq 0,821 \left[\frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,336(b - 2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right] = 21,85 \text{ cm}$$

On prend : **b = 50 cm**

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

$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

6.2.Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, Centrale) :

Type	Niveau	(a x b) cm ²
Type1	Sous-sol+RDC+1 ^{ère} étage	(50x50)
Type2	2 ^{ème} étage jusqu'au 4 ^{ème} étage	(45x45)
Type3	5 ^{ème} étage jusqu'au 7 ^{ème} étage	(40x40)
Type4	8 ^{ème} étage jusqu'au 10 ^{ème} étage	(35x35)

Tableau .II. 7 : Choix des sections des poteaux.

3.7. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{306}{25} \rightarrow e \geq 15,3 \text{ cm} \\ e_{\min} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. .$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

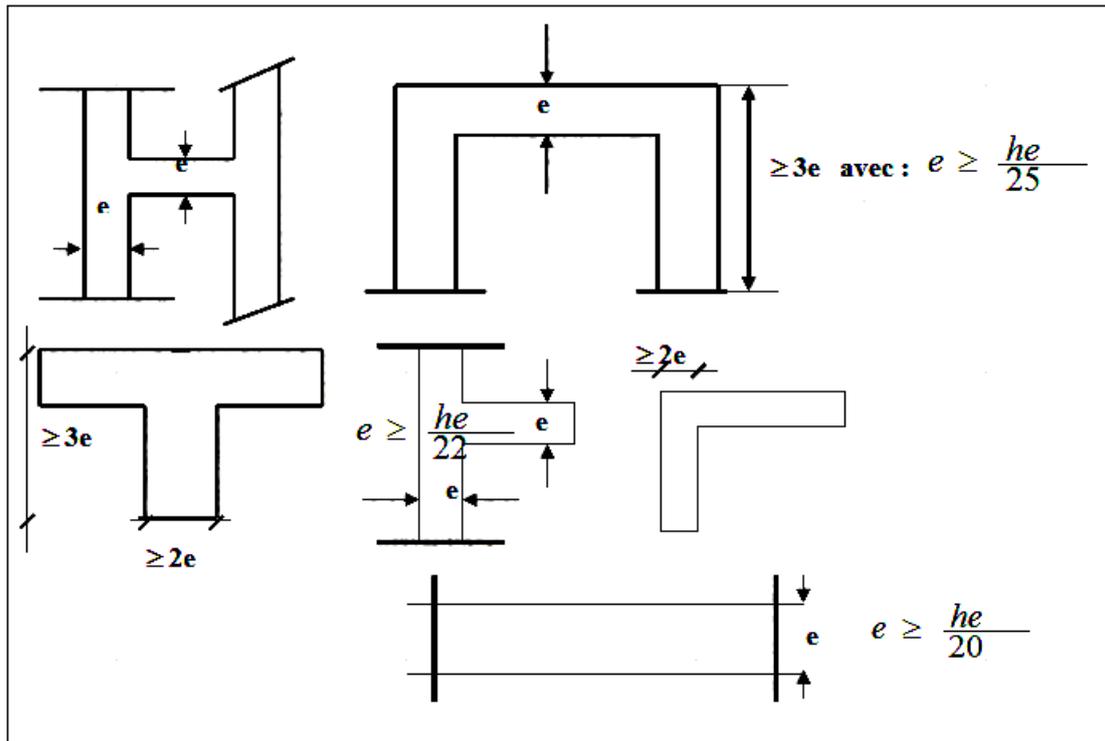


Fig.II.7: Schéma du voile.

II.4. Tableau récapitulatif :

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Epaisseur des voiles (cm ²)
Type1	50x50	30x40	30x30	20
Type2	45x45	30x40	30x30	20
Type3	40x40	30x40	30x30	20
Type4	35x35	30x40	30x30	20

Tableau .II.8: Dimensions des éléments porteurs

Chapitre III
Calculs des planchers

III.1.Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, pour les 10 étages, on adopte un plancher à corps creux.

- le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.
- les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

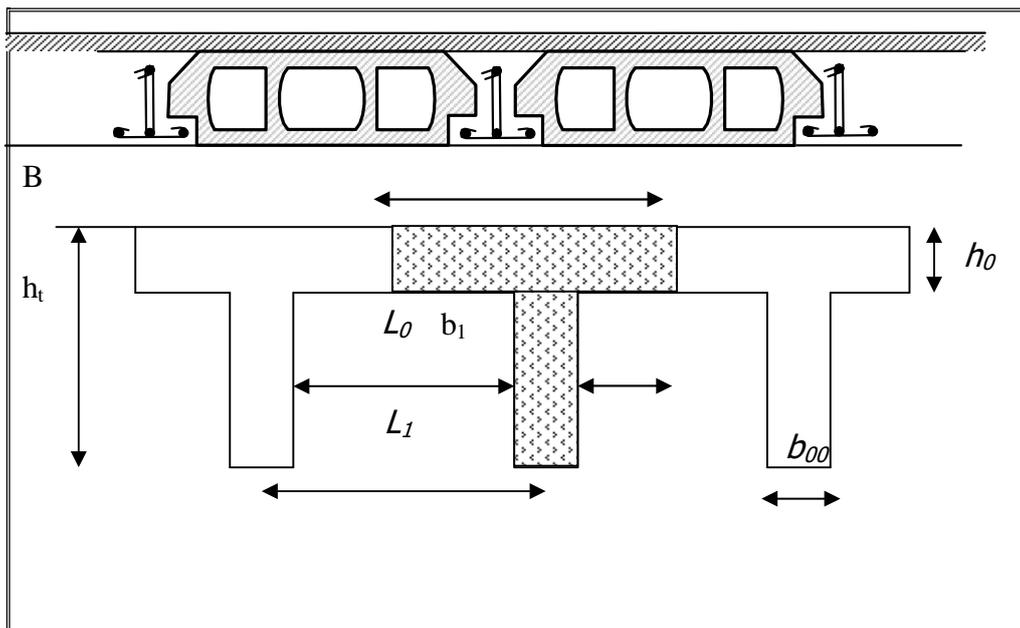


Fig.III.1:Plancher en corps creux.

III.2.Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

2.1. Plancher a corps-creux (Plancher des 10 Etages)

2.2. Dalle pleine (Plancher RDC)

Un plancher à corps creux $h_t = 20\text{cm}$: $\begin{cases} 16\text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 20\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{cases}$

-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{295}{10} = 29,5\text{ cm} \\ 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{ cm}$

III.3.Méthode de calcul des poutrelles :

3.1. Planchers étages courant :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

a) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

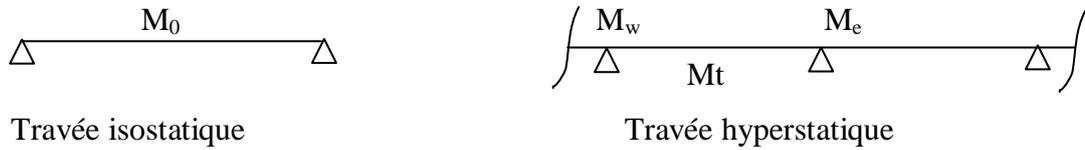
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$. cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée de rive

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

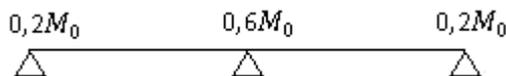
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

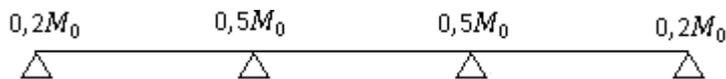
c) Valeurs des moments aux appuis :

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Fig.III.2 : Schémas explicatifs.

d) 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 :

- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

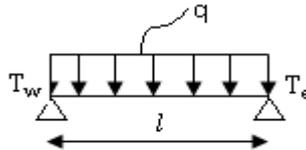


Fig.III.3 : Principe de calcul de l'effort tranchant

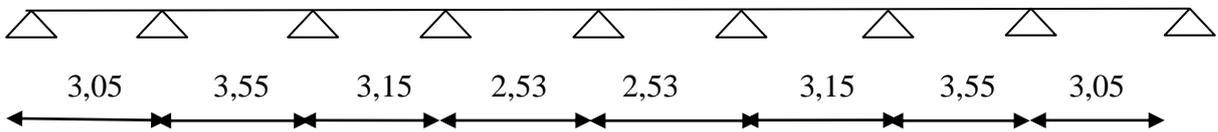
III.4.Calcul des poutrelles :

4.1.Type de poutrelles :

Notre construction comporte deux types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type 01 :

0,2M₀ 0,5M₀ 0,4M₀ 0,4M₀ 0,4M₀ 0,4M₀ 0,4M₀ 0,5M₀ 0,2M₀



Type 02 :

0,2M₀ 0,5M₀ 0,5M₀ 0,2M₀

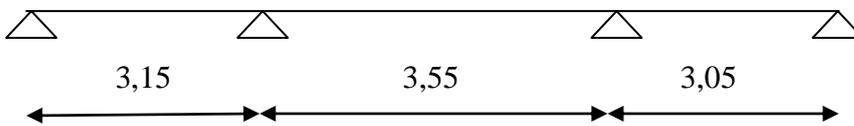


Fig.III.4 : Les types des poutrelles

4.2.Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher 1^{ère} au 10^{ème} étage :**

$$\begin{aligned}
 G &= 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/mL} \\
 Q &= 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/mL} \\
 \left\{ \begin{aligned}
 Q_u &= 1,35G + 1,5Q = 5,91 \text{ KN/mL} \\
 Q_{ser} &= G + Q = 4,27 \text{ KN/mL}
 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

❖ **Plancher terrasse :**

$$G = 5,3 \times 0,65 = 3,45 \text{ KN/mL} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,63 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,1 \text{ KN/mL.} \end{array} \right.$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}$$

4.3.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

a. Plancher 1^{ère} étage au 10^{ème} étage : $G = 5,06 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12\text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Plancher terrasse : $G = 5,3 \text{ KN/m}^2, Q = 1\text{KN/m}^2$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < 2G 10,6\text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2- Poutrelle à inertie constante (Cet).....condition vérifiée.

3- Fissuration non préjudiciable.

4- $0,8 \leq Li / Li + 1 1,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

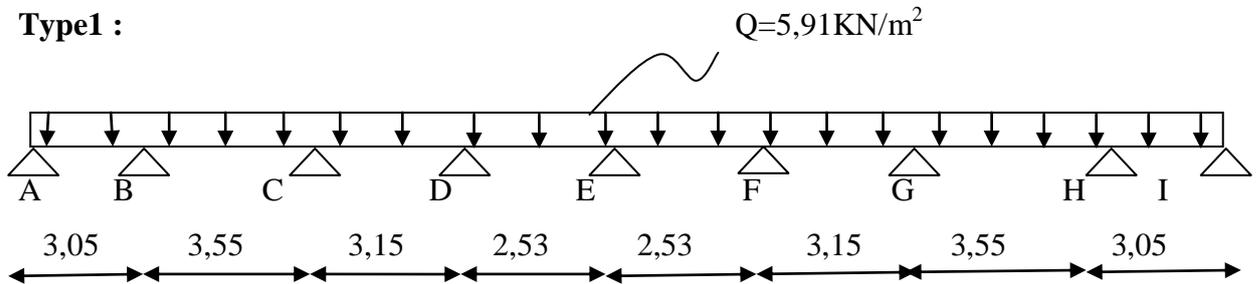
Donc dans le cas du plancher des étages courant, on applique la méthode forfaitaire.

III.5.Plancher étage courant :

5.1.Le Calcul se fait à L'E.L.U

1.1.Exemple de calcul :

Type1 :



-Moment en travée :

$$M_{0 (AB-HI)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{AB-HI} = 3,05 \text{ m} ; Q_{ult} = 5,91\text{kn/m}$

$$M_{0(AB-HI)} = \frac{5,91 \times (3,05)^2}{8} = 6,87\text{KN.m}$$

$$M_{0 (BC-GH)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{BC-GH} = 3,55 ; Q_{ult} = 5,91\text{kn/m}$

$$M_{0(BC-GH)} = \frac{5,91 \times (3,55)^2}{8} = 9,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 (CD-FG)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{CD-FG} = 3,15 ; Q_{ult} = 5,91\text{kn/m}$

$$M_{0(CD-FG)} = \frac{5,91 \times (3,15)^2}{8} = 7,33 \text{KN.m}$$

$$M_{0(DE-EF)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{DE-EF} = 2,53$; $Q_{ult} = 5,91 \text{kn/m}$

$$M_{0(DE-EF)} = \frac{5,91 \times (2,53)^2}{8} = 4,73 \text{KN.m}$$

1.2.Sollicitation à l'E.L.U :

- $\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,06 + 1,5) = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,069 > 1,05$
- $(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,635$ (travée de rive).
- $(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,535$ (travée intermédiaire).

2.a.Moment en appuis :

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I
M_a	$0,2M_0$	$0,5M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,5M_0$	$0,2M_0$
(KN.m)	1,37	4,66	3,72	2,93	1,89	2,93	3,72	4,66	1,37

Tableau .III.1 : Moment en appuis (Plancher étage courant)

2.b.Moment en travée :

- **Travée(AB) ;(HI) travée de rive :**

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{AB-HI} &\geq 1,069 \cdot 6,87 - (1,37 + 4,66) / 2 = 4,33 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{AB-HI} &\geq 0,635 \cdot M_{0(AB-HI)} = 0,635 \cdot 6,87 = 4,36 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{on prend: } M_t^{AB} = 4,36 \text{KN.m}$$

- **Travée(BC) ;(GH) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{BC-GH} &\geq 1,069 \cdot 9,31 - (4,66 + 3,72) / 2 = 5,76 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{BC-GH} &\geq 0,535 \cdot M_{0(BC-GH)} = 0,535 \cdot 9,31 = 4,98 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{on prend: } M_t^{BC} = 5,76 \text{KN.m}$$

- **Travée(CD) ;(FG) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{CD-FG} &\geq 1,069 \cdot 7,33 - (3,72 + 2,93) / 2 = 4,51 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{CD-FG} &\geq 0,535 \cdot M_{0(CD-FG)} = 0,535 \cdot 7,33 = 3,92 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{on prend: } M_t^{CD} = 4,51 \text{KN.m}$$

- **Travée(DE) ;(EF) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{DE-EF} &\geq 1,069 \cdot 4,73 - (2,93 + 1,89) / 2 = 2,65 \text{KN.m} \\ 2) M_t^{DE-EF} &\geq 0,535 \cdot M_{0(DE-EF)} = 0,535 \cdot 4,73 = 2,53 \text{KN.m} \end{aligned} \right\} \text{on prend: } M_t^{DE} = 2,65 \text{KN.m}$$

2.3.Effort tranchant :

$$-T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2$$

$$-T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2$$

- Travée (AB) :

$$\begin{cases} T_w = (1,37 - 4,66)/3,05 + (5,91 \cdot 3,05)/2 = 7,93 \text{ KN} \\ T_e = (1,37 - 4,66)/3,05 - 5,91 \cdot 3,05/2 = -10,09 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC) :

$$\begin{cases} T_w = (4,66 - 3,72)/3,55 + 5,91 \cdot 3,55/2 = 10,76 \text{ KN} \\ T_e = (4,66 - 3,72)/3,55 - 5,91 \cdot 3,55/2 = -10,23 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (CD) :

$$\begin{cases} T_w = (3,72 - 2,93)/3,15 + 5,91 \cdot 3,15/2 = 9,56 \text{ KN} \\ T_e = (3,72 - 2,93)/3,15 - 5,91 \cdot 3,15/2 = -9,06 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (DE) ;(EF) :

$$\begin{cases} T_w = (2,93 - 1,89)/2,53 + 5,91 \cdot 2,53/2 = 7,89 \text{ KN} \\ T_e = (2,93 - 1,89)/2,53 - 5,91 \cdot 2,53/2 = -7,07 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (FG) :

$$\begin{cases} T_w = (2,93 - 3,72)/3,15 + 5,91 \cdot 3,15/2 = 9,06 \text{ KN} \\ T_e = (2,93 - 3,72)/3,15 - 5,91 \cdot 3,15/2 = -9,56 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (GH) :

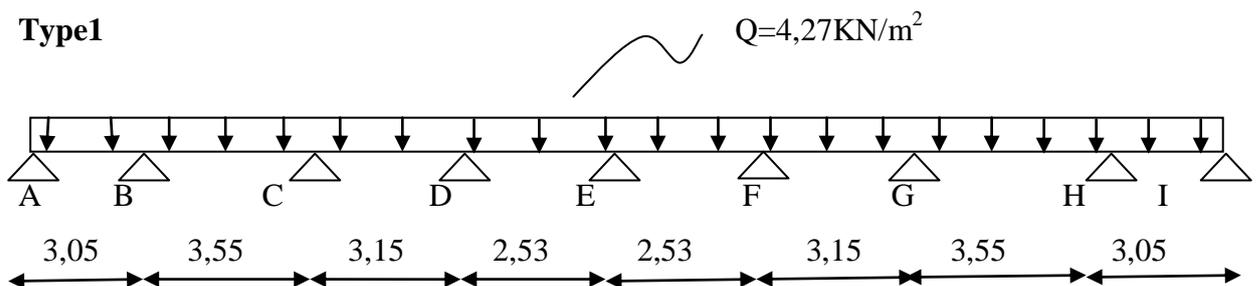
$$\begin{cases} T_w = (3,72 - 4,66)/3,55 + 5,91 \cdot 3,55/2 = 10,23 \text{ KN} \\ T_e = (3,72 - 4,66)/3,55 - 5,91 \cdot 3,55/2 = -10,76 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (HI) :

$$\begin{cases} T_w = (4,66 - 1,37)/3,05 + 5,91 \cdot 3,05/2 = 10,09 \text{ KN} \\ T_e = (4,66 - 1,37)/3,05 - 5,91 \cdot 3,05/2 = -7,93 \text{ KN} \end{cases}$$

5.2.Le Calcul se fait à L'E.L.S**2.1.Exemple de calcul :**

Type1



-Moment en travée :

$$M_{0(AB-HI)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{AB-HI} = 3,05 \text{ m}$; $Q_{\text{ser}} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(AB-HI)} = \frac{4,27 \times (3,05)^2}{8} = 4,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(BC-GH)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{BC-GH} = 3,55$; $Q_{\text{ser}} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(BC-GH)} = \frac{4,27 \times (3,55)^2}{8} = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(CD-FG)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{CD-FG} = 3,15$; $Q_{\text{ser}} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(CD-FG)} = \frac{4,27 \times (3,15)^2}{8} = 5,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(DE-EF)} = Q \cdot L^2 / 8$$

Avec : $L_{DE-EF} = 2,53$; $Q_{\text{ser}} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(DE-EF)} = \frac{4,27 \times (2,53)^2}{8} = 3,42 \text{ KN.m}$$

2.2.Sollicitation à l'E.L.S :

- $\alpha = Q / (G + Q) = 5 / (6,01 + 5) = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$
- $(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,635$ (travée de rive).
- $(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,535$ (travée intermédiaire).

2.a.Moment en appuis :

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I
M_a	$0,2M_0$	$0,5M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,4M_0$	$0,5M_0$	$0,2M_0$
(KN.m)	0,99	3,37	2,69	2,12	1,37	2,12	2,69	3,37	0,99

Tableau.III.2 : Moment en appuis (Plancher étage courant)

2.b.Moment en travée :

• **Travée(AB) ;(HI) travée de rive :**

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{AB-HI} &\geq 1,06 \cdot 4,97 - (0,99 + 3,37) / 2 = 3,13 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{AB-HI} &\geq 0,635 \cdot M_{0(AB-HI)} = 0,635 \cdot 4,97 = 3,16 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{on prend: } M_t^{AB} = 3,16 \text{ KN.m}$$

• **Travée(BC) ;(GH) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC-GH} \geq 1,069.6,73 - (3,37 + 2,69)/2 = 4,16 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC-GH} \geq 0,535.M_0_{(BC-GH)} = 0,535.6,73 = 3,60 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend: } M_t^{BC} = 4,16 \text{ KN.m}$$

• **Travée(CD) ;(FG) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD-FG} \geq 1,069.8,87 - (2,69 + 2,12)/2 = 3,26 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD-FG} \geq 0,535.5,30.M_0_{(CD-FG)} = 0,535.5,30 = 2,84 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend: } M_t^{CD} = 3,26 \text{ KN.m}$$

• **Travée(DE) ;(EF) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{DE-EF} \geq 1,069.3,42 - (2,12 + 1,37)/2 = 1,91 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{DE-EF} \geq 0,535.M_0_{(DE-EF)} = 0,535.3,42 = 1,83 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend: } M_t^{DE} = 1,91 \text{ KN.m}$$

2.3.Effort tranchant :

$$-T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2$$

$$-T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2$$

• **Travée (AB) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (0,99 - 3,37)/3,05 + (4,27.3,05)/2 = 5,32 \text{ KN} \\ T_e = (0,99 - 3,37)/3,05 - 4,27.3,05/2 = -7,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Travée (BC) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (3,37 - 2,69)/3,55 + 4,27.3,55/2 = 7,77 \text{ KN} \\ T_e = (3,37 - 2,69)/3,55 - 4,27.3,55/2 = -7,39 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Travée (CD) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,69 - 2,12)/3,15 + 4,27.3,15/2 = 6,90 \text{ KN} \\ T_e = (2,69 - 2,12)/3,15 - 4,27.3,15/2 = -6,54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Travée (DE) ;(EF) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,12 - 1,37)/2,53 + 4,27.2,53/2 = 5,70 \text{ KN} \\ T_e = (2,12 - 1,37)/2,53 - 4,27.2,53/2 = -5,10 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Travée (FG) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,12 - 2,69)/3,15 + 4,27.3,15/2 = 6,54 \text{ KN} \\ T_e = (2,12 - 2,69)/3,15 - 4,27.3,15/2 = -6,90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Travée (GH) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,69 - 3,37)/3,55 + 4,27.3,55/2 = 7,39 \text{ KN} \\ T_e = (2,69 - 3,37)/3,55 - 4,27.3,55/2 = -7,77 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Travée (HI) :**

$$\begin{cases} T_w = (3,37 - 0,99)/3,05 + 4,27.3,05/2 = 7,29\text{KN} \\ T_e = (3,37 - 0,99)/3,05 - 4,27.3,05/2 = -5,32\text{KN} \end{cases}$$

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour le deuxième type de poutrelles (E.L.U+E.L.S).

Type de poutrelle	Travées	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e
01	A-B	3,05	4,36	1,37	4,66	7,93	-10,09	3,16	0,99	3,37
	B-C	3,55	5,76	4,66	3,72	10,76	-10,23	4,16	3,37	2,69
	C-D	3,15	4,51	3,72	2,93	9,56	-9,06	3,26	2,69	2,12
	D-E	2,53	2,65	2,93	1,89	7,89	-7,07	1,91	2,12	1,37
	E-F	2,53	2,65	1,89	2,93	7,89	-7,07	1,91	1,37	2,12
	F-G	3,15	4,51	2,93	3,72	9,06	-9,56	3,26	2,12	2,69
	G-H	3,55	5,76	3,72	4,66	10,23	-10,76	4,16	2,69	3,37
	H-I	3,05	4,36	4,66	1,37	10,09	-7,93	3,16	3,37	0,69
02	A-B	3,15	4,77	1,47	4,66	8,30	-10,32	3,16	1,06	3,37
	B-C	3,55	4,98	4,66	4,66	10,49	-10,49	3,82	3,37	3,37
	C-D	3,05	5,70	4,66	1,37	10,09	-7,93	3,15	3,37	0,99

Tableau .III.3 : Récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitation de calcul sont (M en KN. m et T en KN) :

E.L.U :

$$M_{\text{travée}} = 5,76\text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 1,37\text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,66\text{KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 10,76\text{KN}$$

E.L.S :

$$M_{\text{travée}} = 3,37\text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 0,99\text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,16\text{KN}$$

III .6.Plancher terrasse :

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

6.1. Méthode de calcul:

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est-à-dire la fissuration est préjudiciable (cas du plancher terrasse) on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

6.2. Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

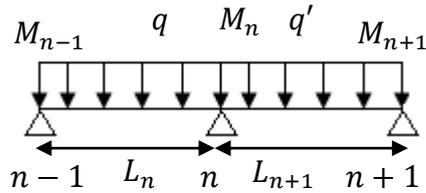


Fig.III.5: Schéma explicatif.

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.

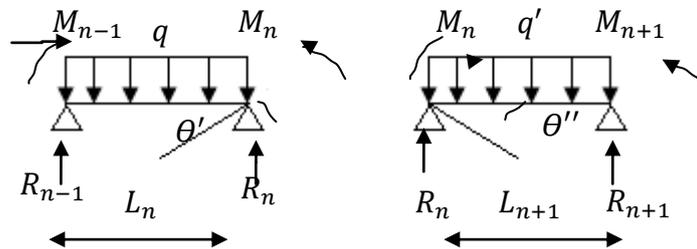


Fig.III. 6: Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

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.

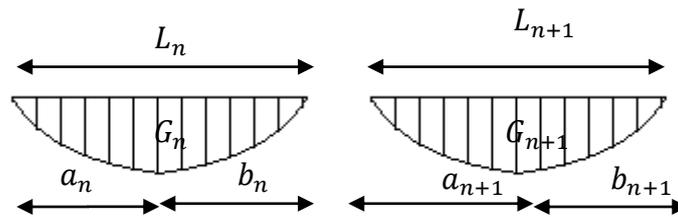


Fig.III.7 : Schéma explicatif.

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 :

$$\begin{aligned} \theta' &= \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' \\ &= \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

6.3. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$\begin{aligned} (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1) \end{aligned}$$

3.a. Les types de poutrelles :

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

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

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

E.L.U:

$$Q_U = (1,35.G + 1,5.Q).0,65$$

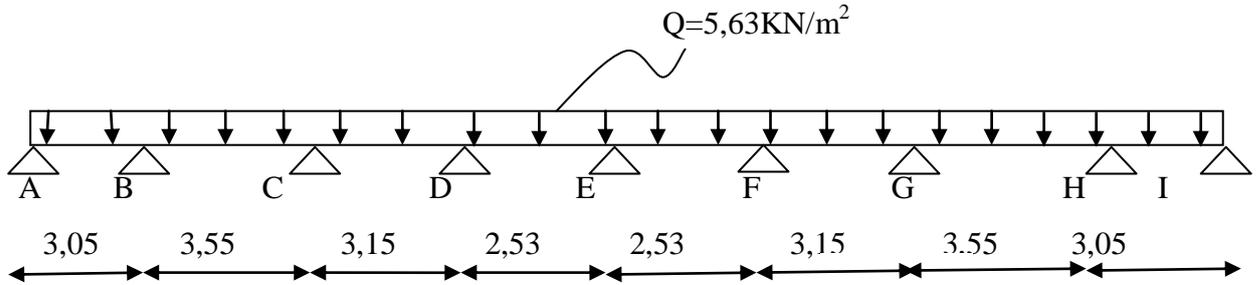
$$Q_U = 5,63 \text{ KN/ml}$$

E.L.S:

$$Q_S = (G + Q).0,65$$

$$Q_S = 4,09 \text{ KN/m}$$

Notre plancher terrasse comporte 2 types de poutrelles :

Type1 :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

– On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :

1. Partie AB, HI :

$$M_{0\ AB=HI} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \cdot 3,05^2}{8} = 6,55 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,05}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0\ AB}) = \frac{2}{3} (3,05 \times 6,55) = 13,31 \text{ m}^2$$

2. Partie BC, GH :

$$M_{0\ BC=GH} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times 3,55^2}{8} = 8,88 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,77 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0\ BC}) = \frac{2}{3} (3,55 \times 8,88) = 21,01 \text{ m}^2$$

3. Partie CD, GF :

$$M_{0\ CD=GF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \cdot 3,15^2}{8} = 6,98 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0\ AB}) = \frac{2}{3} (3,15 \times 6,98) = 14,65 \text{ m}^2$$

4. Partie DE, EF :

$$M_{0\ DE=EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times 2,53^2}{8} = 4,51\text{ kN.m}$$

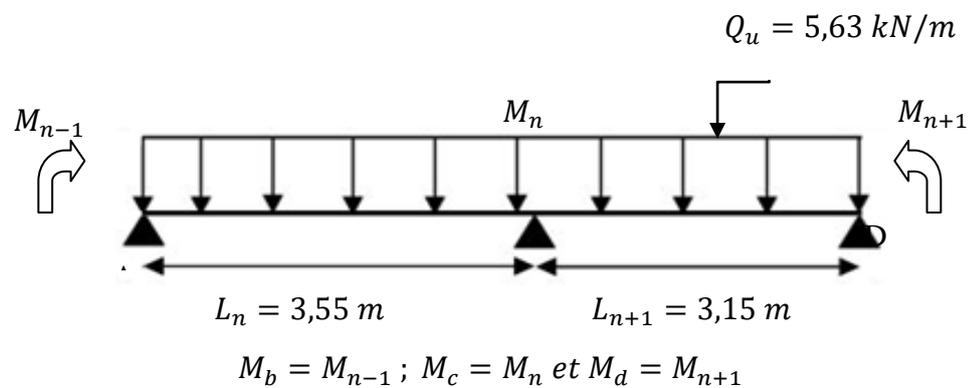
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,53}{2} = 1,26\text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ BC}) = \frac{2}{3}(2,53 \times 4,51) = 7,60\text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_a = -0,2M_{0\ AB} = -1,49\text{ kN.m}$$

On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD



1. Partie BC :

$$M_{0\ BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times 3,55^2}{8} = 8,88\text{ kN.m}$$

$$a_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,77\text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ BC}) = \frac{2}{3}(3,55 \times 8,88) = 21,01\text{ m}^2$$

2. Partie CD :

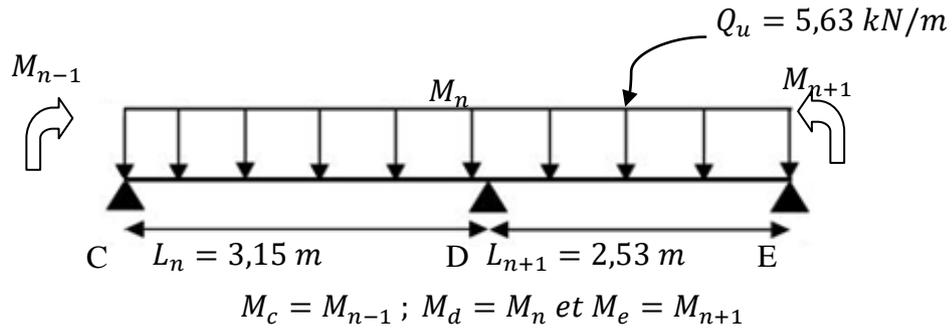
$$M_{0\ CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times 3,15^2}{8} = 6,98\text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57\text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ CD}) = \frac{2}{3}(3,15 \times 6,98) = 14,65\text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

- On isole les deux premières travées adjacentes CD et DE :



1. Partie CD :

$$M_{0\ CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times 3,15^2}{8} = 6,98\text{kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57\text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0\ CD}) = \frac{2}{3}(3,15 \times 6,98) = 14,65\text{ m}^2$$

2. Partie DE :

$$M_{0\ DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times 2,53^2}{8} = 4,50\text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,53}{2} = 1,26\text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0\ DE}) = \frac{2}{3}(2,53 \times 4,50) = 7,59\text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_e = -0,2M_{0\ DE} = -1,52\text{ kN.m}$$

3.b.Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 12,20M_b + 3,10M_c + 89,93 = 0 \\ 3,10M_b + 12M_c + 2,9M_d + 90,07 = 0 \\ 2,90M_c + 10,1M_d + 55,41 = 0 \end{cases}$$

Et donc on a :

$$M_a = -1,31\text{ kN.m}$$

$$M_b = -5,38\text{ kN.m}$$

$$M_c = -5,69\text{ kN.m}$$

$$M_d = -3,71 \text{ kN.m}$$

$$M_e = -2,65 \text{ kN.m}$$

$$M_f = -3,71 \text{ kN.m}$$

$$M_g = -5,69 \text{ kN.m}$$

$$M_h = -5,38 \text{ kN.m}$$

$$M_i = -1,31 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_{t AB=HI} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0 AB} = \frac{-1,31 - 5,38}{2} + 6,55 = 3,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{t BC=GH} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0 BC} = \frac{-5,38 - 5,69}{2} + 8,88 = 3,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{t CD=FG} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0 CD} = \frac{-5,69 - 3,71}{2} + 6,98 = 2,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{t DE=EF} = \frac{M_d + M_e}{2} + M_{0 DE} = \frac{-3,71 - 2,65}{2} + 4,51 = 1,38 \text{ kN.m}$$

3.c. Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} T_w = \frac{M_a - M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-1,31 + 5,38}{3,05} + \left(5,63 \times \frac{3,05}{2}\right) = 9,92 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-1,31 + 5,38}{3,05} - \left(5,63 \times \frac{3,05}{2}\right) = -7,25 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-5,38 + 5,69}{3,55} + \left(5,63 \times \frac{3,55}{2}\right) = 10,08 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-5,38 + 5,69}{3,55} - \left(5,63 \times \frac{3,55}{2}\right) = -9,91 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{-5,69 + 3,71}{3,15} + \left(5,63 \times \frac{3,15}{2}\right) = 8,24 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-5,69 + 3,71}{3,15} - \left(5,63 \times \frac{3,15}{2}\right) = -9,50 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{-3,71 + 2,65}{2,53} + \left(5,63 \times \frac{2,53}{2}\right) = 6,70 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-3,71 + 2,65}{2,53} - \left(5,63 \times \frac{2,53}{2}\right) = -7,54 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF: } \begin{cases} T_w = \frac{-2,56 + 3,71}{2,53} + \left(5,63 \times \frac{2,53}{2}\right) = 7,54 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-2,56 + 3,71}{2,53} - \left(5,63 \times \frac{2,53}{2}\right) = -6,70 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée FG : } & \begin{cases} T_w = \frac{-3,71 + 5,69}{3,15} + \left(5,63 \times \frac{3,15}{2}\right) = 9,50 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-3,71 + 5,69}{3,15} - \left(5,63 \times \frac{3,15}{2}\right) = -8,24 \text{ kN} \end{cases} \\
 \text{Travée GH : } & \begin{cases} T_w = \frac{-5,69 + 5,38}{3,55} + \left(5,63 \times \frac{3,55}{2}\right) = 9,91 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-5,69 + 5,38}{3,55} - \left(5,63 \times \frac{3,55}{2}\right) = -10,08 \text{ kN} \end{cases} \\
 \text{Travée HI : } & \begin{cases} T_w = \frac{-5,38 + 1,31}{3,05} + \left(5,63 \times \frac{3,05}{2}\right) = 7,25 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-5,38 + 1,31}{3,05} - \left(5,63 \times \frac{3,05}{2}\right) = -9,92 \text{ kN} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Pour le plancher Terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour le deuxième type de poutrelles (E.L.U+E.L.S).

Type de poutrelle	Travées	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			M _t	M _w (-)	M _e (-)	T _w	T _e	M _t	M _w (-)	M _e (-)
01	A-B	3,05	3,21	1,31	5,38	9,92	-7,25	2,34	0,95	3,91
	B-C	3,55	3,35	5,38	5,69	10,08	-9,91	2,44	3,91	4,14
	C-D	3,15	2,28	5,69	3,71	8,24	-9,50	1,67	4,14	2,7
	D-E	2,53	1,38	3,71	2,65	6,70	-7,54	0,97	2,7	1,93
	E-F	2,53	1,38	2,65	3,71	7,54	-6,70	0,97	1,93	2,7
	F-G	3,15	2,28	3,71	5,69	9,50	-8,24	1,67	2,7	4,14
	G-H	3,55	3,35	5,69	5,38	9,91	-10,08	2,44	4,14	3,91
	H-I	3,05	3,21	5,38	1,31	7,25	-9,92	2,34	3,91	0,95
02	A-B	3,15	3,13	1,40	6,31	10,43	-7,31	2,36	1,020	4,45
	B-C	3,55	2,76	6,31	5,89	9,87	-10,11	2,11	4,45	4,26
	C-D	3,05	3,05	5,89	1,40	7,08	-10,08	2,16	4,26	0,954

Tableau .III.4 : Récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitations maximales de calcul sont (M en KN. m et T en KN) :

E.L.U :

$$M_{\text{travée}} = 3,35 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 1,31 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 5,69 \text{KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 10,08 \text{KN}$$

E.L.S :

$$M_{\text{travée}} = 2,44 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 0,95 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,14 \text{KN}$$

III.7.Calcul du ferrailage des poutrelles L'ELU :

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

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

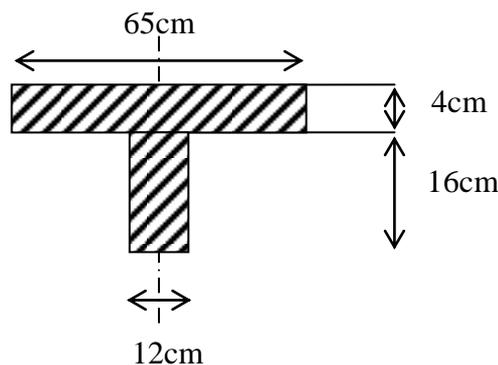


Fig.III.8 : Section de calcul de la poutrelle.

Données :

- Largeur de la section en T = 65 cm.
- Largeur de la $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 20$ m.
- Hauteur de la section $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18$ cm

Et on a :

- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration non préjudiciable.

7.1. Plancher étage courant (1^{ère} étage-10^{ème} étage):

Sollicitation de calcul :

E.L.U :

- $M_{travée}=5,76\text{KN.m}$
- $M_{appui-rive}=1,37\text{KN.m}$
- $M_{appui-inter}=4,66\text{KN.m}$
- $T_{max}=10,76\text{KN}$

1.a.Calcul des armatures longitudinales à(L'E.L.U):

❖ **En travée :**

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

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 5,76 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_t) = (65 \times 20)\text{cm}^2$ soumise à :

$$M_{t(max)} = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5,76 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,019 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,99; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,76 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Choix : 3T10=2.36cm²

Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12x20) cm³

M_{appui-inter}=4,66 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,66 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,085 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,085 \rightarrow \beta = 0,956$: β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,66 \times 10^3}{0,956 \times 18 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A_{min}=0,8

A_{min}=0,8 > A_s=0,78 → On adopte A_s=0,8

Choix : 1T10+1T10 = 1,58 cm²

Sur appuis (armature de rive):

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,37 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987$: β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,37 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

A_{s cal} = 0,8cm² > A_{min} = 0,22cm² _____ condition vérifiée

Choix : 1T10 = 0,79 cm²

1.b. Vérification à L'E.L.S:

y=2,21cm < 4 cm L'axe neutre tombe dans la table de compression

b=65cm ; η = 15 ; A'= 0.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (2,21)^3 + 15 \times 0,67 \times (18 - 2,21)^2 = 2739,57 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes:

- **Contrainte maximale dans béton comprimé σ_b :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{4,16 \times 10^3}{2739,57} \times 2,21 = 3,36 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_b = 3,36 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification est de la contrainte maximale dans l'acier tendu n'est pas nécessaire puisque la fissuration non préjudiciable.

- **Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):**

$$T_{max} = 10,76 KN$$

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10,76 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,498 MPa.$$

Fissuration est non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_\mu = 0,49 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales A_t (armature de l'âme):

- **Le diamètre:**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{30} [mm]; \frac{b_0}{10} [mm]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 8\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 100) = 6,66 \approx 7 mm \dots \dots \dots \varphi_t = 7 mm$$

- **Espacements:**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \left. \vphantom{S_t} \right\} S_t \leq 16,20cm$$

$$S_t \leq (16,20; 40cm)$$

– Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(8\varphi_t; 15 cm) \rightarrow S_t = 8cm$$

– Espacement dans la zone courante :

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

- **La section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

(Fissuration est non préjudiciable).

$$f_{ij}^* 0,6 + 0,06 f_c 28 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15.$$

Calcule 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

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{3,55}{2} + \frac{4,66 - 3,71}{5,91 \times 3} = 1,82$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$X - \frac{h}{2} = 1,82 - 0,1 = 1,72 \text{ m}$$

$$\text{Donc } T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,76 \times (1,82 - 0,1)}{1,82} = 10,17 \text{ KN.}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = 10,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,47 \text{ KN}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,47 - 0,3.2,1) \cdot 12.1,15}{0,9.1.400} = -0,0061 \text{ cm}$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales:**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,47}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend $\max\left(\frac{At}{St}\right)_{\text{cal}}$ et $\left(\frac{At}{St}\right)_{\text{min}}$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{\text{min}} \geq 0,02 \text{ cm on prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

Choix: $\begin{cases} 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{\text{max}} = 10,76 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{Z} = \frac{4,66}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 28,77 \text{ KN}$$

$$F_u = 25,98 \text{ kN} > T_u = 10,76 \text{ kN}$$

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

Compression de la bille d'about:

La contrainte de compression dans la billette est :

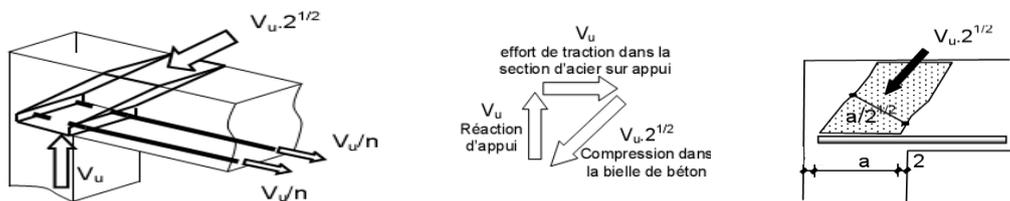


Fig. III.9 : Schéma de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ s = \frac{\alpha \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0}$$

Avec α : Longueur d'appui de la billette.

On doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 10,76 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,013\text{m} = 1,3\text{cm}$$

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

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(46\text{cm}; 16,2) = 16,20\text{cm} > 1,3\text{cm} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

• Vérification de la contrainte d'adhérence:

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

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{10,76}{0,9 \times 18 \times \psi_s}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: effort tranchant maximale $T=10,76\text{KN}$.

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

n = nombre d'armature longitudinales tendues $n = 3$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10,76 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,71 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des armatures tendues:

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0,0563 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0,0563 > \frac{4,16}{15 \times 6,73} = 0,041 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,55}{f_e} \Rightarrow \frac{0,67}{12 \times 18} = 0,003 \leq \frac{3,55}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

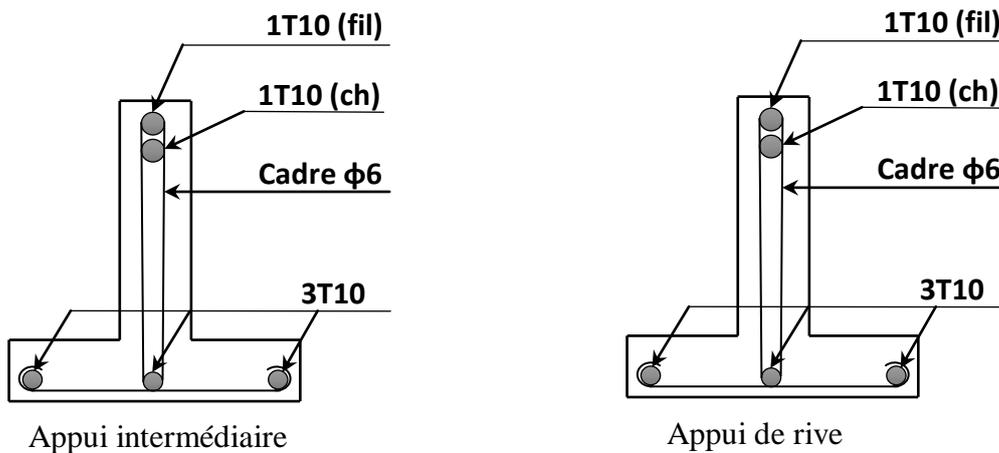


Fig.III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles étage courant.

7.2. Plancher terrasse inaccessible :

Sollicitation de calcul :

2.a.E.L.U :

- $M_{travées} = 3,35 \text{ KN.m}$
- $M_{appui-rive} = 1,31 \text{ KN.m}$
- $M_{appui-inter} = 5,69 \text{ KN.m}$
- $T_{max} = 10,08 \text{ KN}$

Calcul des armatures longitudinales à (L'E.L.U):**❖ En travée :**

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

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 3,35 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t(max)} = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,35 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,011 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0,995; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,355 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Choix : 3T10 = 2.36 cm²

-Sur appuis(armatures supérieures) intermédiaire :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,69 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,1 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,1 \rightarrow \beta = 0,947 : \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,69 \times 10^3}{0,947 \times 18 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,80$$

$A_{min}=0,80 < A_S=0,96$Condition vérifiée.

Choix : 3T10 = 2.36 cm²

Sur appuis (armature de rive):

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,31 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$: β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,31 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prendre $A_s=0,80 \text{ cm}^2$

Choix : 1T10 = 0.79 cm²

2.b. Vérification à L'E.L.S:

$Y = 2,21 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression

$b=65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A'= 0$; $A=0,85$

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (2,47)^3 + 15 \times 0,85 \times (18 - 2,47)^2 = 3401,55 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes:

• **Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{2,44 \times 10^3}{3401,55} \times 2,47 = 1,77 \text{ MPa}.$$

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

$\sigma_{bc} = 1,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{2,44(18-2,47)}{3401,55} = 147,38 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{st} = 147,38 < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

• **Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):**

$$T_{max} = 10,08 \text{ KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10,08 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,47 \text{ MPa.}$$

Fissuration est non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales A_t (armature de l'âme):

• **Le diamètre:**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{30} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 8\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 100) = 6,66 \approx 6 \text{ mm} \dots \dots \dots \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Espacements:**

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq (16,20; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} S_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

– Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(8\varphi_t; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

– Espacement dans la zone courante :

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

• **La section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

(Fissuration est non préjudiciable).

$$f_{ij}^* 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15.$$

Calcule 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

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{3,55}{2} + \frac{5,38 - 5,69}{5,69 \times 3,55} = 1,76 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$X - \frac{h}{2} = 1,76 - 0,1 = 1,66 \text{ m}$$

$$\text{Donc } Tu\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,08 \times (1,76 - 0,1)}{1,76} = 9,51 \text{ KN.}$$

$$Tu\left(\frac{h}{2}\right) = 9,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{9,51 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,44 \text{ KN}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,44 - 0,3.2,1). 12.1,15}{0,9.1.235} = -0,012 \text{ cm}$$

• **Pourcentage minimal des armatures transversales:**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,47}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend $\max\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min}$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } \begin{cases} 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ s_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 10,08 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{5,69}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 35,12 \text{ KN}$$

$$F_u = 35,12 \text{ kN} > T_u = 10,08 \text{ kN}$$

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

Compression de la bille d'about:

La contrainte de compression dans la billette est :

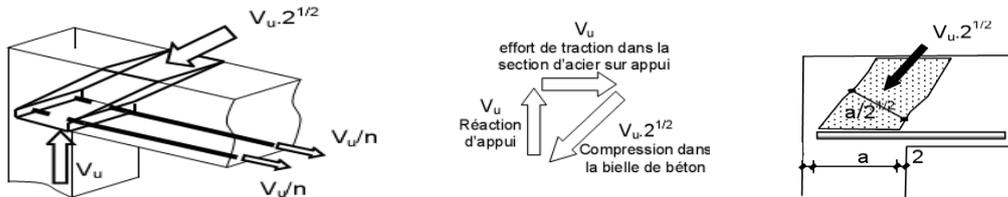


Fig.III.11 : Schéma de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{F_b}{s} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \\ s = \frac{\alpha \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0}$$

Avec α : Longueur d'appui de la billette.

On doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 10,08 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,013\text{m} = 1,3\text{cm}$$

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

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(46\text{cm}; 16,2) = 16,20\text{cm} > 1,3\text{cm} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

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

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

$$\tau_{u\ ser} = \frac{10,08}{0,9 \times 18 \times \psi_s}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H. A

T: effort tranchant maximale T=10,76KN.

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

n = nombre d'armature longitudinales tendues n = 3.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{10,08 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,66 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 0,66\text{MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ 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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

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

III.8.Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0,0563 > 0,044 ; \text{Condition vérifié} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0,0563 > \frac{2,44}{15 \times 6,46} = 0,025 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,55}{f_e} \Rightarrow \frac{0,85}{12 \times 18} = 0,004 \leq \frac{3,55}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

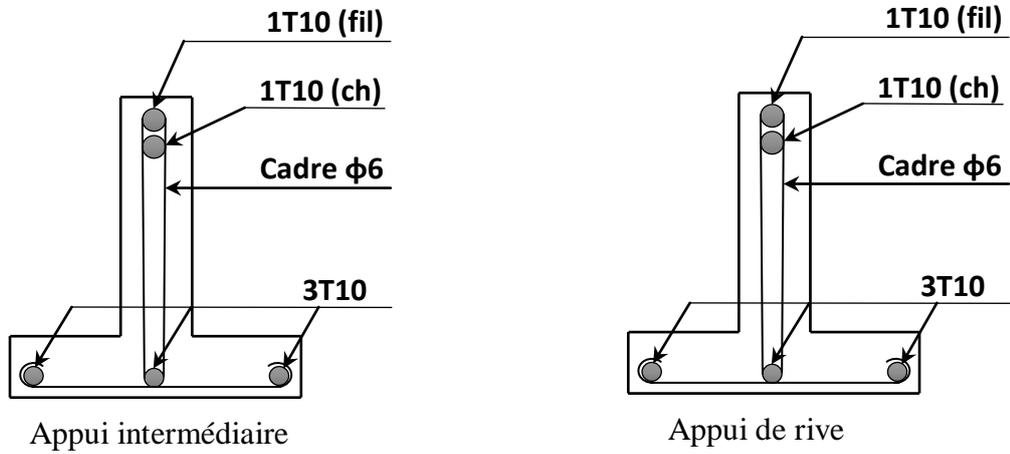


Fig.III.12 :Dessin de ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible.

III.9.Etude de dalle pleine (commercial):

9.1.Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

Avec :
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : la petite portée du panneau de dalle.

l_y : la grande portée du panneau de dalle

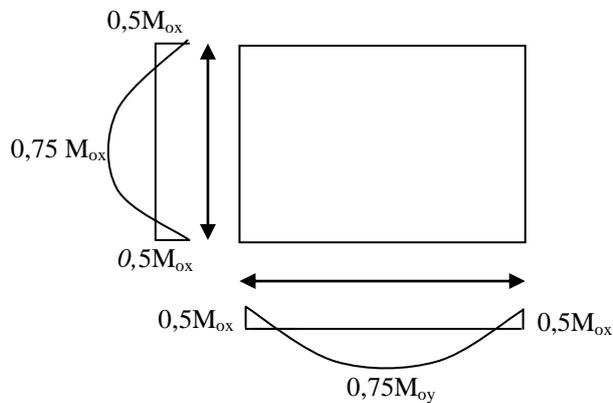


Fig. III. 13 : panneau de dalle le plus sollicité

$$\alpha = \frac{3,55}{6} = 0,59 \quad , l_x = 355 \text{ cm} \quad l_y = 600 \text{ cm}$$

$$h_0 > \frac{L_x}{40} = \frac{355}{40} = 8,88 \text{ cm}$$

Chargement :

Charge permanente :

$$G = 6,01 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

Charge ultime :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 15,61 \text{ KN/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{355}{600} = 0,59 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,86 : \begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases}$$

Moment isostatique :**Sens l_x :**

$$M_{ox} = \mu_x q l^2 x = 0,0836 \cdot 15,61 \cdot (3,55)^2 = 16,45 \text{ KN.m}$$

Sens l_y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,2822 \cdot 16,45 = 4,64 \text{ KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \cdot 16,45 = 12,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \cdot 4,64 = 3,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \cdot 16,45 = 8,23 \text{ KN.m}$$

9.2. Calcul de ferrailage :**2.a. l'E.L.U :****Dalle sous-sol :**

Pour une bande de 1 m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ cm}$)

Les armatures inférieures (en travée) :

- Sens l_x :

$$M_{tx} = 12,34 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,34 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (135)^2 \cdot 100} = 0,048 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,048 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,975$$

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

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,34 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 13,5348} = 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Sens Ly :**

$$M_{ly} = 3,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3,48 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (135)^2 \cdot 100} = 0,014 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,014 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,48 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13,5348} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les armatures supérieures (sur appui):

- **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ rive}} = 8,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,23 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (135)^2 \cdot 100} = 0,032 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,032 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,23 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 13,5348} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Pourcentage minimal des armatures :

- **Sens Ly :**

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} ; \quad \alpha = 0,59$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,59}{2} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En travée :**

$$A_{tx} = \max(A_{x \text{ min}}, A_{sx}) = \max(1,45 ; 2,69) = 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min}, A_{sy}) = \max (1,2 ; 0,75) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \min}, A_{a \text{ inter}}) = \max (1,2 ; 1,78) = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers :

Diamètre :

$$\phi \leq (h_0 / 10)$$

$$\text{D'où : } \phi \leq 150 / 10$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm}$$

Espacement des armatures (fissuration non préjudiciable)

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (0,9 \times 13,5 ; 40 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 12,15 \text{ cm} \end{cases}$$

Le choix des aciers :

En travée :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12,15 \end{cases} \quad \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12,15 \end{cases} \quad \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appui :

Appui intermédiaire :

$$\begin{cases} A_{a \text{ inter}} = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t \text{ inter}} \leq 12,15 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$V_x = Q_u \frac{1_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left(\frac{15,61 \cdot 3,55}{2} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{0,59}{2}} \right) = 21,40 \text{ KN}$$

$$V_y = Q_u \frac{l_x}{3} = \frac{15,61 \cdot 3,55}{3} = 18,47 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = \max(V_x; V_y)$$

$$V_{\max} = 21,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{21,40 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,17 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) :

Pas de risque de cisaillement.

2.b. Les vérifications à L'E.L.S :

Chargement :

Charge permanente :

$$G = 6,01 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

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

Charge service :

$$Q_{\text{ser}} = (G+Q) = 11,01 \text{ KN/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{355}{600} = 0,59 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,59 : \begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases}$$

Moment isostatique :

- Sens l_x :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l \cdot 2 \cdot x = 0,0884 \cdot 11,01 \cdot (3,55)^2 = 12,27 \text{ KN.m}$$

- Sens l_y :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,4565 \cdot 12,27 = 5,60 \text{ KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{1x} = 0,75 \cdot M_{0x} = 9,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = 0,75 \cdot M_{0y} = 4,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5. M_{ox} = 6,14 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant L_x :

En travée :

$$M_{t_x} = 9,20 \text{KN.m} ; A_t = 4,52 \text{cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,65 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15As(d - y)^2$$

$$I = 100.(3,65)^3/3 + 15.4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 2288,73 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (9,20.10^3/2288,73)3,65 = 14,17 \text{Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Sur appuis :

$$M_a = 6,14 \text{KN.m} \quad A_a = 4,52 \text{cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,65 \text{cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 2288,73 \text{cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (6,14.10^3/2288,73)3,65 = 9,79 \text{Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$\sigma_{bc} = 9,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{t_y} = 4,2 \text{ KN.m} ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} - nAs(d - y) = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15As(d - y)^2$$

$$I = 2288,73 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (4,2 \cdot 10^3 / 2288,73) \cdot 3,65 = 6,70 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 6,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent. ^

Disposition du ferrailage :**Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$f_{e400} \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 1 = 40 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 71 \text{ cm}).$$

$$L1 = 71 \text{ cm.}$$

$$L2 = \max(L_s ; L1/2) = \max(40 \text{ cm} ; 35,5 \text{ cm})$$

$$L2 = 40 \text{ cm.}$$

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 sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 355 / 10 = 35,5 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T12 /mL avec $St = 12\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T12 /mL avec $St = 12\text{cm}$

$A_{\text{ainter}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T12 /mL avec $St = 12\text{cm}$

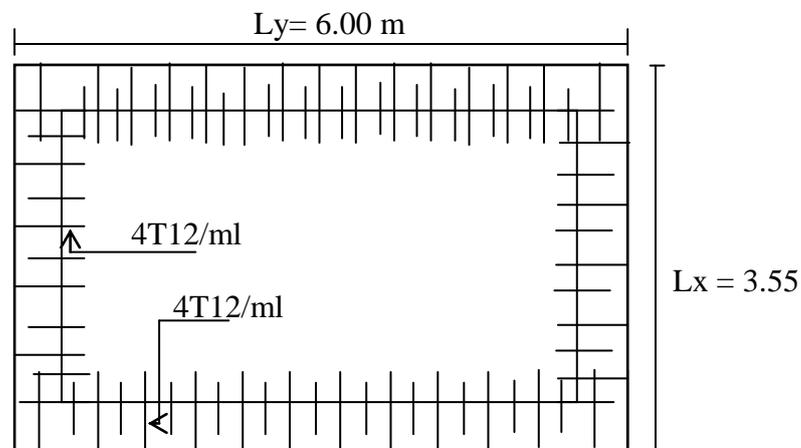


Fig III.14 : Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

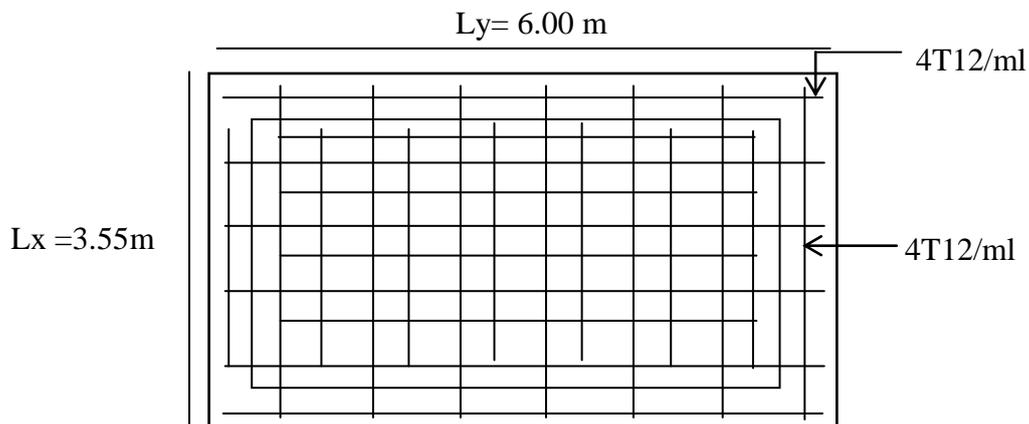


Fig III. 15 : Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.

Chapitre IV
Ferraillage des
éléments non
structuraux

IV.1.Introduction :

Les éléments structuraux qui n'apportent pas de condition significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions, peuvent être considérés comme éléments secondaires.

L'ensemble de ces éléments énumérés comme suit :

- Acrotère
- Escalier
- Balcons
- Ascenseur

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismiques algériennes en vigueur (**RPA/version 2003**) .

IV.2.L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme un paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

2.1. 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 non préjudiciable).

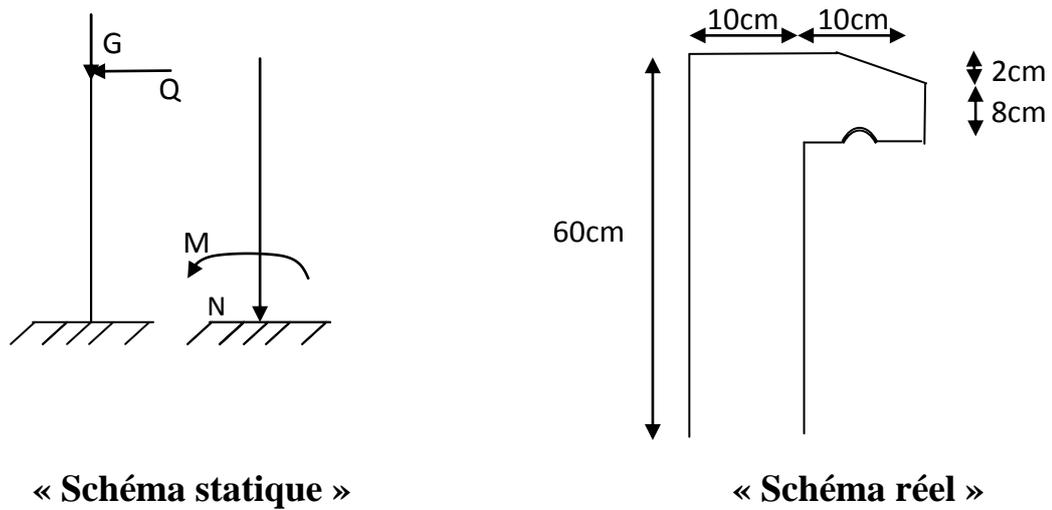


Fig.IV.1 : L'acrotère

2.2. Calcul des sollicitations :

-poids propre :

$$S = \left[\frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) \right] = 0,0690 m^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0690 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

$$G = 1,725 \text{ KN / ml}$$

- Surcharges :

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,329 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

Vu que la fissuration non préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,329} = 0,39m$$

- L'excentricité:

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05m < 0,39m$$

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

- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,329 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98KN.m$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,329 - 0,98 = -0,82KN.m$$

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

$$-0,82KN.m < 24,80KN.m$$

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

rectangulaire b x h = (100 x 10) cm²

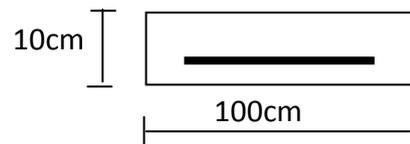
2.3. Ferrailage de l'acrotère:

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$



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

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2f_{bc} = 0,98 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00854$$

- Verifikation de l'existence des armatures comprimée A' :

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

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ Avec:}$$

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

$$\mu = 0,8 * 0,668(1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,00854 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,314 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,314 - \frac{2,329 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,247 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

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

On adopte : $A_s = 5\Phi 8$ p.m. **2.51 cm²/ml** ; **St = 20cm**

-Les armatures de répartition:

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

On adopte : **$A_s = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $5\Phi 8$ p.m.**

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

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

$$M_{ser} = 1,725(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65550 \text{ KN.m.}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{655,5}{1064,68} \times 1,59 = 0,978 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,978 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition .. vérifié}$$

b-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{655,50}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition .. vérifiée}$$

c-Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67KN/m^2 = 0,017MPa$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5MPa; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,017MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme:

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

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots \dots \dots (1)$$

		RPA 99 (Article 6.2.3)
A	coefficient d'accélération de zone A = 0,15
Cp	facteur de force horizontal Cp=0,8
Wp	poids propre de l'acrotère Wp = 1,725 KN
Fp	force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: Fp < 1,5Q

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822KN$$

$$F_p = 0,822 KN < 1,5Q = 1,5KN \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

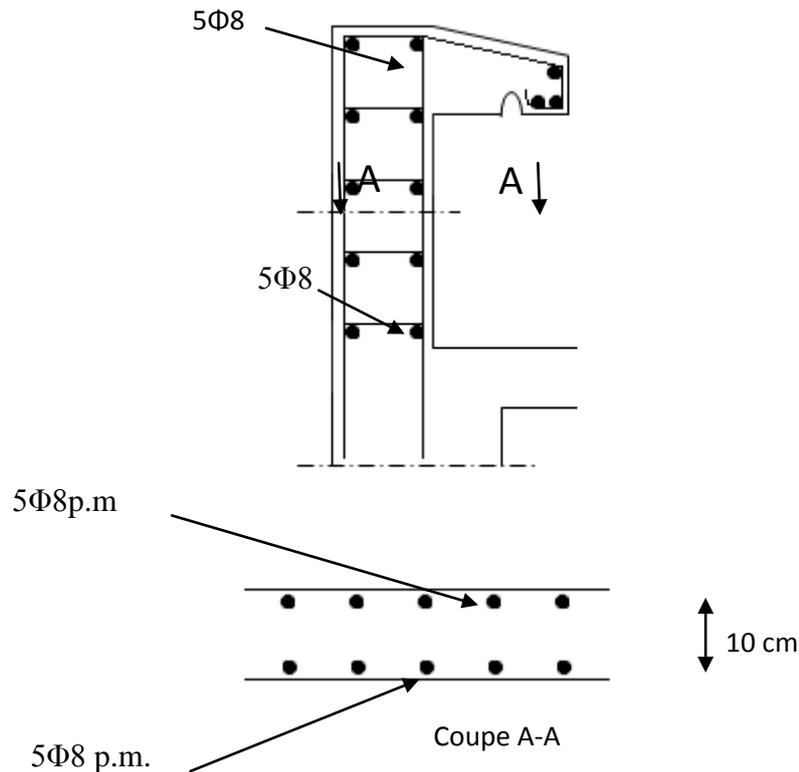


Fig.IV. 1 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.3.Les escaliers :

3.1. Définition :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et paliers.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p$; avec p : l'amplitude du pas.

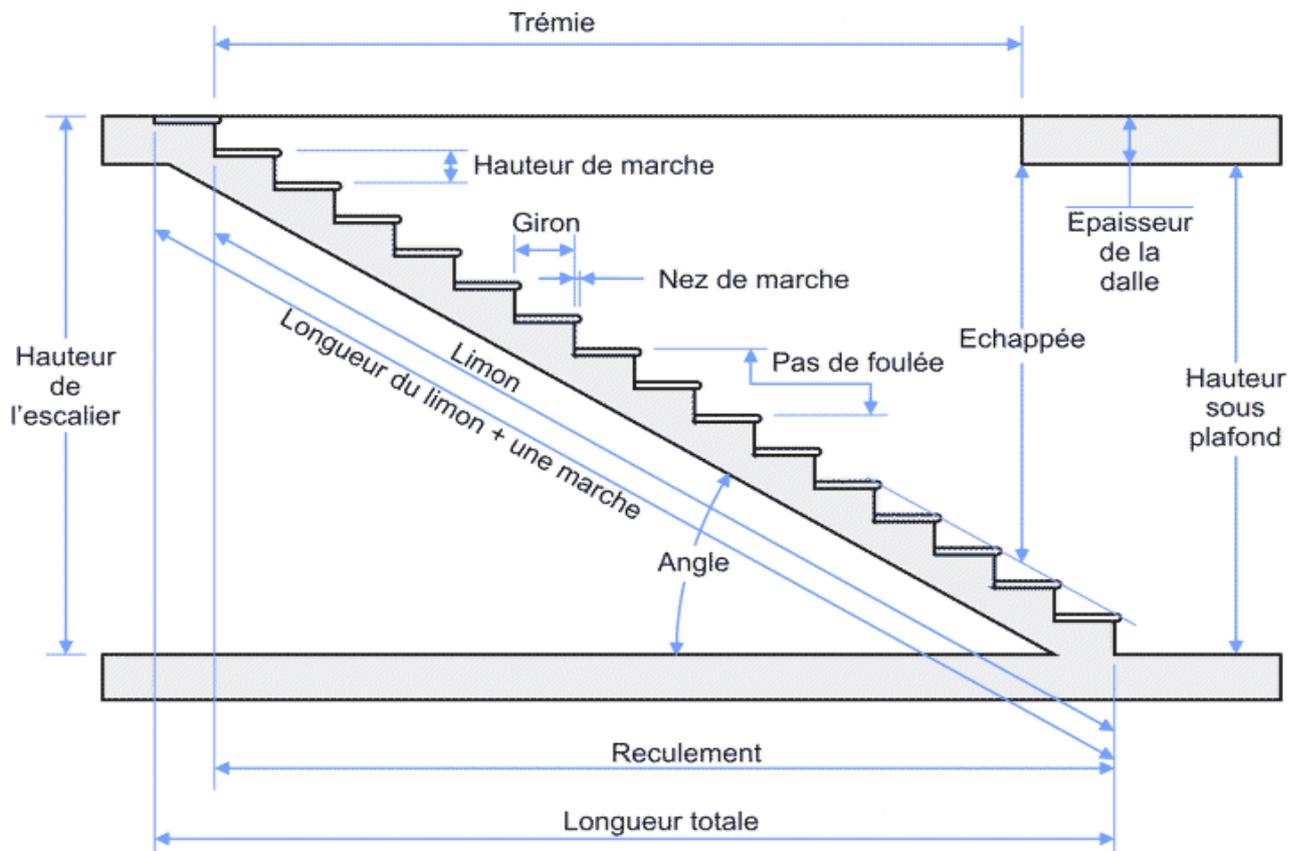


Fig. IV.3 : Coupe descriptive d'un escalier.

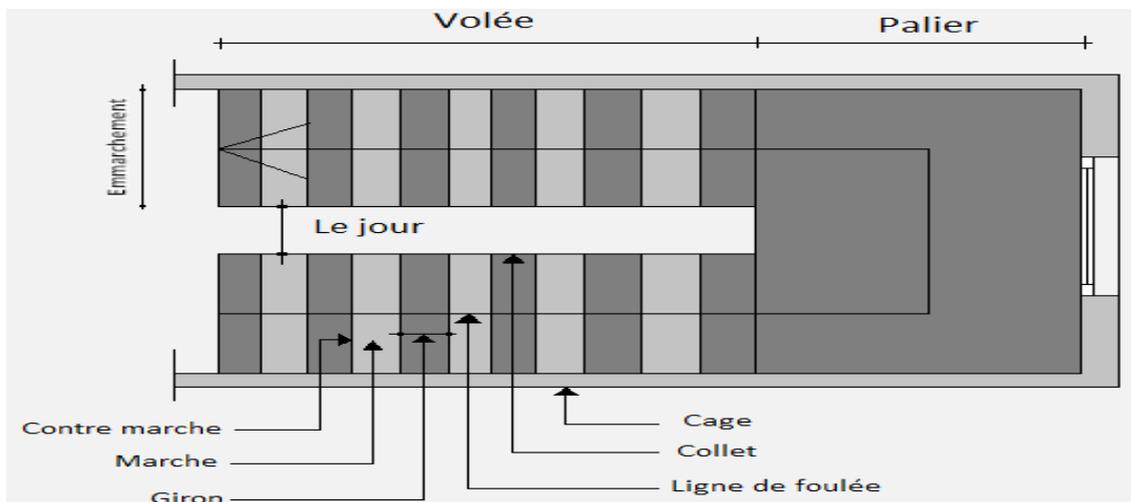


Fig. IV.4: Terminologie de l'escalier à deux volées.

3.2. Dimensions des escaliers:

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

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

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n - 1)g$

Notre bâtiment dispose d'un seul type d'escalier :

Escalier à 2 volées avec un seul palier se trouve au niveau du RDC jusqu' au dernier étage.

3.3. Dimensionnement de volée

La hauteur = 3,06m.

$H = 306/2 = 153\text{cm}$; on prend : $h = 17\text{cm}$.

Donc: $n = 153/17 = 9$ (nombre de contre marche)

$(n-1) = 9-1 = 8$ marches de chaque volée.

D'autre part : $(n-1) g = L \Rightarrow g = L/(n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm}$.

D'après la formule de **BLONDEL** on a:

$$59 \leq 2h+g \leq 66$$

$2.17+30 = 64$ et que $59 \leq 64 \leq 66 \dots \dots \dots$ condition est vérifiée

$$\text{tg}\alpha = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54.$$

3. a. Epaisseur de la paillasse (ep):

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

$$\frac{2.40}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{2.40}{20\cos\alpha} \Leftrightarrow 9.19 \leq ep \leq 13.79$$

On prend: $e_p = 12\text{cm}$

3. b. Epaisseur de palier (e_v):

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

On prend : $e_v = 15\text{cm}$.

3.4. Décent des charges :

a) Paillasse :

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,23

Tableau IV.1 : Evaluation des charges et des surcharges Paillasse.

-Charge permanente : $G = 7,17\text{KN/m}^2$

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

$$Q_U = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 13,43\text{KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 9,67\text{KN/ml}$$

b) Palier

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,15	25,00	3,75
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	0,10	0,20

Tableau IV.2 : Evaluation des charges et des surcharges Palier.

- Charge permanente : $G_2=5,11\text{KN/m}^2$

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

$$QU_2 = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,65\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,61\text{ KM/ml}$$

Schéma statique :

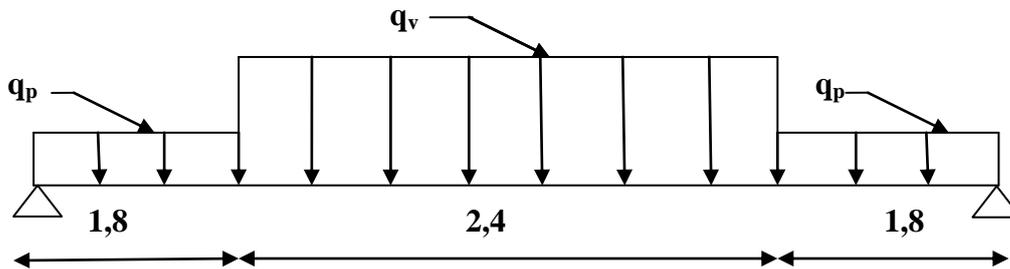


Fig.IV.5 : Schéma statique

3.5. Calcul du moment maximal E.L.U :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 70,58\text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_A \cdot 6 - (10,65 \cdot 1,8 \cdot 5,1) - (13,43 \cdot 2,4 \cdot 3) - (10,65 \cdot 1,8 \cdot 0,9)$$

$$R_A = 35,29 = R_B \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 1,8$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = 35,29\text{KN}$ $X=(1,8) \Rightarrow T(x) = 16,12\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 46,27\text{KN.m}$

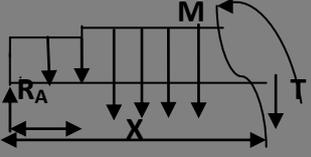
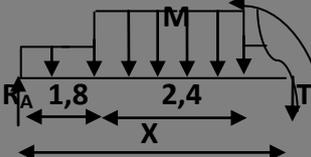
<p>$1,8 \leq x \leq 4,2$</p>		<p> $T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_1 - q_2(x - 1,8)$ $x = 1,8 \Rightarrow T(x) = 16,12 \text{ KN}$ $x = 4,2 \Rightarrow T = -16,12 \text{ KN}$ </p>	<p> $M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 1,8(x - 0,9) - q_2(0,9)^2$ $M(1,8) = 46,12 \text{ KN.m}$ $M(4,2) = 46,28 \text{ KN.m}$ </p>
<p>$4,2 \leq x \leq 6$</p>		<p> $T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_1 - q_2 \cdot 2,4 - 10,65(-x - 4,2)$ $x = 4,2 \Rightarrow T(x) = -16,11 \text{ KN}$ $x = 6 \Rightarrow T = -35,28 \text{ KN}$ </p>	<p> $M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 1,8(x - 0,9) - q_2(2,4)(x - 3) - q_2(x - 4,2/2)^2$ $M(4,2) = 46,28 \text{ KN.m}$ $M(6) = 0,024 \text{ KN.m}$ </p>

Tableau. IV.3 : Moment maximal E.L.U

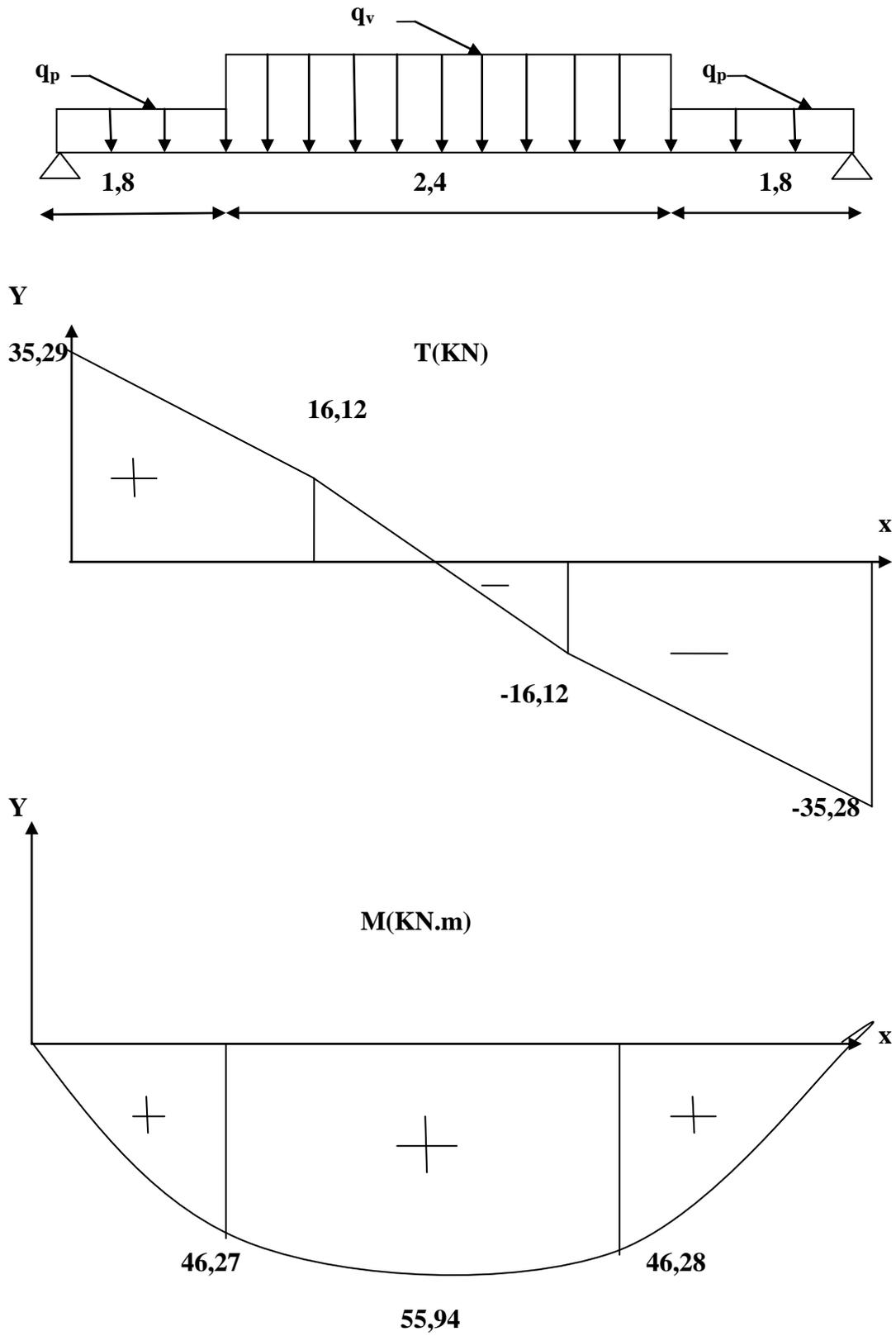


Fig.IV.6: diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

$$R_A - q_2(1,8) - q_1(x-1,8) \dots \dots \dots x=3\text{cm}$$

Donc : $M_{\max} = 55,94 \text{KN.m}$

D'où : $M_T = 0,85 \cdot 55,94 = 47,55 \text{KN.m}$

$M_a = 0,40 \cdot 55,94 = 22,38 \text{KN.m}$

3.6. Calcul du moment maximal E.L.S :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 50,60 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A \cdot 6 - (10,65 \cdot 1,8 \cdot 5,1) - (13,43 \cdot 2,4 \cdot 3) - (10,65 \cdot 1,8 \cdot 0,9)$$

$R_A = 25,30 \text{KN} = R_B$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 1,8$		$T(x) = R_A - q_2 \cdot x$ $x=0 \Rightarrow T(x) = 25,30 \text{KN}$ $x=1,8 \Rightarrow T(x) = 11,60 \text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 33,21 \text{KN.m}$
$1,8 \leq x \leq 4,2$		$T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_2 - q_1(x-1,8)$ $x=1,8 \Rightarrow T(x) = 11,60 \text{KN}$ $x=4,2 \Rightarrow T = -11,60 \text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_2 \cdot 1,8(x-0,9) - q_1(0,9)^2$ $M(1,8) = 33,21 \text{KN.m}$ $M(4,2) = 33,21 \text{KN.m}$
$4,2 \leq x \leq 6$		$T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_2 - q_1 \cdot 2,4 - 10,65(-x-4,2)$ $x=4,2 \Rightarrow T(x) = -11,61 \text{KN}$ $x=6 \Rightarrow T = -25,31 \text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_2 \cdot 1,8(x-0,9) - q_1(2,4)(x-3) - q_2(x-4,2/2)^2$ $M(4,2) = 33,21 \text{KN.m}$ $M(6) = 0 \text{KN.m}$

Tableau. IV.4 : Moment maximal E.L.S.

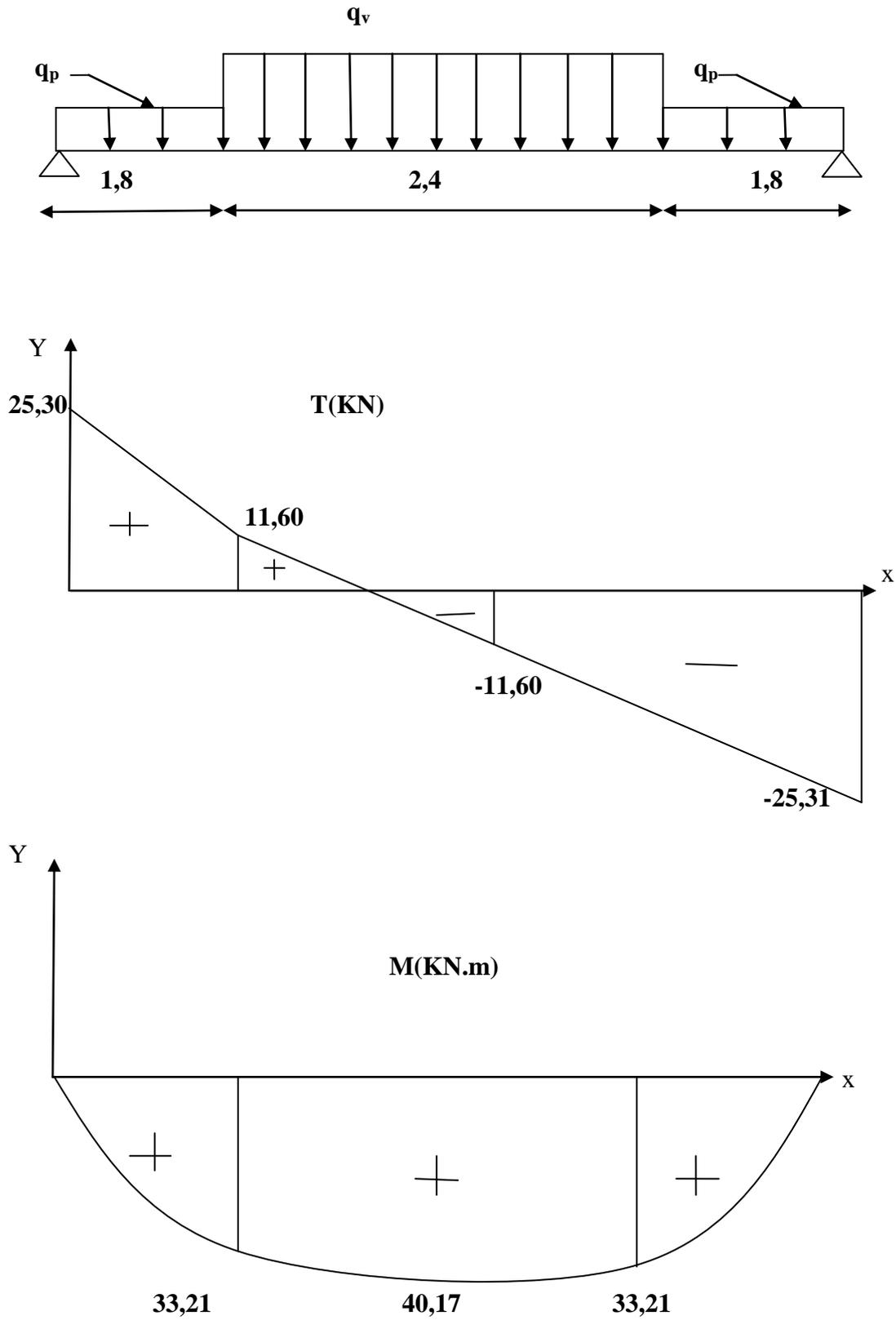


Fig. IV.7: diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

$$R_A - q_2(1,8) - q_1(x-1,8) \dots \dots \dots x=3\text{cm}$$

Donc: $M_{\max}=40,17\text{KN.m}$

D'où : $M_T=0,85.40,17=34,15\text{KN.m}$

$M_a=0,40 \times 40,17=16,07\text{KN.m}$

3.7.Le Ferrailage:

Caractéristique	h :travée=12cm h :appui=15cm	b=100cm	Fe=400	σ_s =348Mpa	D _{travée} =0,9.h=10,8cm D _{appui} =0,9.h=13,5cm		
/	M(KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{ad} (cm)	A _r (répartition)=A _{ad} /4	
Travée	47,55	0,288	0,824	15,35	8T16/ml =16.08cm ²	4,02	4T12/ml =4,52cm ² St=25 cm
Appuis	22,38	0,086	0,956	4,98	7T10/ml =5.5cm ²	1,38	4T10/ml =3.14cm ² St=25 cm

Tableau. IV.5 : Ferrailage de volée.

-Vérifications de volée:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30\text{cm}^2$	A=16,08cm ² A>A _{min} Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{35,29.10}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,33\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/1,5 ; 5\text{Mpa})=3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $= \frac{1,15}{400} (35,29 + \frac{16,07}{0,9 \times 0,135}) = 4,81\text{cm}^2$	A=5.5cm ² A>4,81 cm ² Vérifiée

Tableau. IV.6 : Vérifications de volée

-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

$$M_{t,ser}=34,14\text{KN.m}; A_s=10,28\text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 15,42y - 1665,36 = 0 \Rightarrow y = 8,86\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 23763,90\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{34,14 \times 10^3}{23763,90} \times 8,86 = 12,73\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,73\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$$M_{ser}=16,07\text{KN.m}, A_s=3,53\text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 + 52,95y - 114,82 = 0 \Rightarrow y = 3,29\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 6706,77\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,07 \times 10^3}{6706,77} \times 3,29 = 7,88\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,88\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$ht/l \geq \frac{1}{30}$	0,030 ≤ 0,3	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0026 < 0,005	Condition vérifiée

Tableau. IV.7 : Vérifications de la flèche.

3.8. Etude de La poutre palière :

-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{253}{15} \leq h \leq \frac{253}{10} \Rightarrow h = 30cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3.27 \leq b \leq 0,4.27 \Rightarrow b = 30cm \end{array} \right.$$

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

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

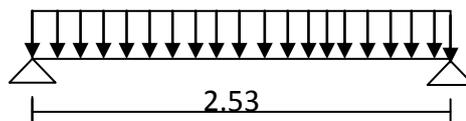


Fig.IV.8:Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

$R_U = 10,65 \text{KN/ml}$

$R_S = 7,61 \text{KN/ml}$

$Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75$

On a : $Q_u=1,35(2,25)+1,5(0,75)+10,65=14,81\text{KN/ml}$

$$Q_{\text{ser}}=2,25+0,75+7,61=10,61\text{KN/ml}$$

-Calcul des sollicitations à l'E.L.U:

$$T=\frac{q_u.l}{2}=18,73\text{KN}$$

$$M_0=\frac{q_u.l^2}{8}=11,84\text{KN.m}$$

$$M_t=0,85.M_0=10,06\text{KN.m}$$

$$M_a=0,5.M_0=5,92\text{KN.m.}$$

-Calcul des sollicitations à l'E.L.S:

$$T=\frac{q_u.l}{2}=13,42\text{KN}$$

$$M_0=\frac{q_u.l^2}{8}=8,48\text{KN.m}$$

$$M_t=0,85.M_0=7,20\text{KN.m}$$

$$M_a=0,5.M_0=4,24\text{KN.m.}$$

Le Ferrailage:

Caractéristique	h =30cm	b =30cm	d = 0,9h=27cm	$\sigma_s =348\text{Mpa}$	$F_e=400\text{Mpa}$
/	M (KN.m)	μ	β	$A_{\text{CAL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$
En travée	10,06	0,032	0,984	1,08	1,13 soit 3T12
En appui	5,92	0,019	0,99	0,51	soit 3T12

Tableau. IV.8 : Calcul du Ferrailage.

-Vérifications:

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 0,97\text{cm}^2$$

En travée: $1,08 > 0,98 \text{cm}^2$

En appui: $0,51 < 0,98 \text{cm}^2$

Vérification de la contrainte de compression du béton:

En travée:

Position de l'axe neutre: $A_s = 1,08$; $d = 27 \text{cm}$

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

$$15y^2 + 16,2y - 437,4 = 0 \Rightarrow y = 4,89 \text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 9081,54 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,20 \times 10^3}{9081,54} \times 4,89 = 3,87 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,87 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Sur appui:

$A_s = 0,51 \text{cm}^2 \Rightarrow y = 4,89 \text{cm}$

$$I = 9081,54 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,24 \times 10^3}{9081,54} \times 4,89 = 2,28 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,28 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 13,42 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{81,07 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,17 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,2f_{c28}/1,5; 5 \text{Mpa}\} = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'ya pas de risque de cisaillement

-Armatures transversales At:**Diamètre des armatures At:**

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L\right\} = \min\{8,57,30,10\}$$

On prend $\varnothing_t = 8 \text{mm}$

-Espacement S_t :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{cm}\} = \min\{24,3; 40\} \text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone nodale $S_t \leq \min\{15 \text{cm}, 10\varnothing_L\}$ On prend $S_t = 10 \text{cm}$

Zone courante $S_t \leq 15\varnothing_L$. On prend $S_t = 10 \text{cm}$

-Ancrage des armatures tendues:

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

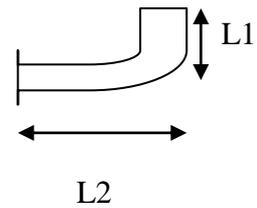
La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \varnothing = 6,6 \text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92\text{cm}$$



Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$40/506=0,08 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,08 > 0,03$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2 / f_e$	$7,7/30.27=0,009 < 0,005$	Condition Vérifiée

Tableau. IV.9 : Calcul de la flèche

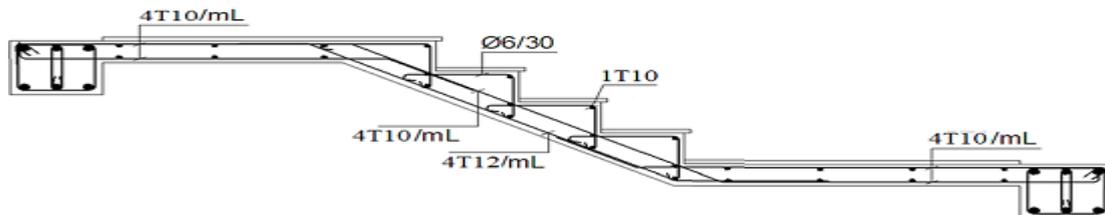


Fig.IV.9.Ferrailage de les escaliers

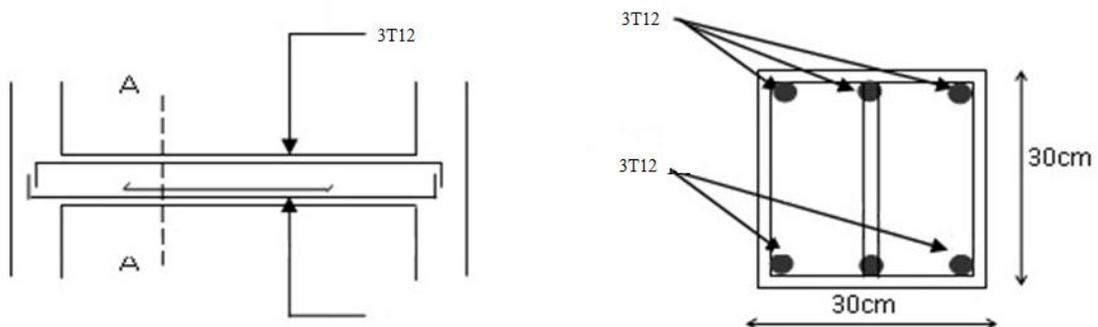


Fig.IV.10.Ferrailage de la poutre palière

IV.4. Balcons :

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.

4.1. Dalles pleines de type console (balcon):

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

1. a. Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,2m

Longueur : 3,70 m

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{1.25}{10} = 0.125m \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

On adopte $e_p = 15\text{cm}$

1. b. Schéma statique de calcul:

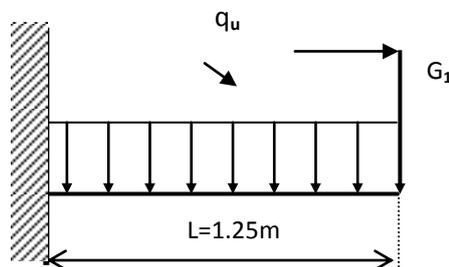


Fig.IV.11:Schéma statique de calcul

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

Q_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

4.2. Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes :

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
5	Poids propre de la dalle	0,15	25	3,75

Tableau. IV.10 : Evaluation des charges et des surcharges Balcon.

-Charge permanente : $G=5,27\text{KN/m}^2$

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

- Garde corps

Charges permanentes concentrée poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.022	0,79
			g = 1.69KN/m²

- Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

4.3.Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

A- Combinaison de charges :

Dalle plein :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(5,27) + 1,5(3,5) \times 1 \text{ ml} = 12,36 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

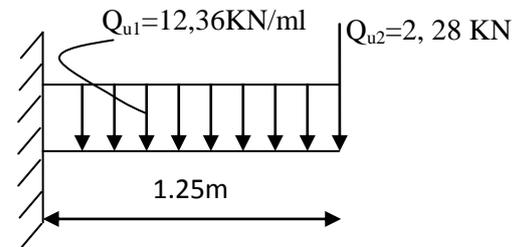
$$Q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,69 \times 1 \text{ ml} = 2,28 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le moment provoqué par la charge Q_{U1} :**

$$M_{u1} = Q_{u1} \frac{L^2}{2}$$

$$M_{u1} = \frac{12,36 \times 1,25^2}{2} = 9,65 \text{ KN.m}$$



➤ **Le moment provoqué par la charge Q_{U2} :**

$$M_{U2} = Q_{U2} \times L$$

$$M_{U2} = 2,28 \times 1,25 = 2,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 12,5 \text{ KN.m}$$

4.4. Calcul à L'ELS :

$$Q_{S1} = G + Q$$

$$Q_{S1} = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN}$$

Garde corps

$$Q_{S2} = G_2$$

$$Q_{S2} = 1,69 \text{ KN}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{S1} »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8,77 \times 1,25^2}{2} = 6,85 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1,69 \times 1,25 = 2,11 \text{KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 8,96 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = Q_{u1} \times L + Q_{u2}$$

$$V_u = 12,36 \times 1,25 + 2,28 = 17,73 \text{KN}$$

4.5. Calcul de ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,5 \times 1000}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,048$$

$$\mu_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,5 \times 1000}{0,975 \times 13,5 \times 348} = 2,73 \text{cm}^2$$

Soit **4T10 = 3,14 cm²** avec un espacement **S_t = 100/4 = 25cm.**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{cm}^2$$

Soit **4T8 = 2,01 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm.**

Vérifications à l'ELU :

a-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification de l'effort tranchant :

La Fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \{0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,73 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{13,5 \times 100}{1,15} = 105652,17 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,73 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 105652,17 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 31,74 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4 L_s = 12,7 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_r \leq \min\{4h; 45cm\} = 45cm$

$$S_r = 25cm \leq 45cm \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire
- la nuance des aciers est FE_e400

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.5}{8.96} = 1.39$$

$$U_u = 0.04 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.051$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Longueur de scellement :

La longueur de scellement droite est donnée par

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi^2 * f_{t28} = 0.6*(1.5)^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40cm$$

Soit $l_s = 45cm$

Pour des raisons de pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (a.6.1,253/BAEL91modifié 99)

$$L_r = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Contraintes dans les armatures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile

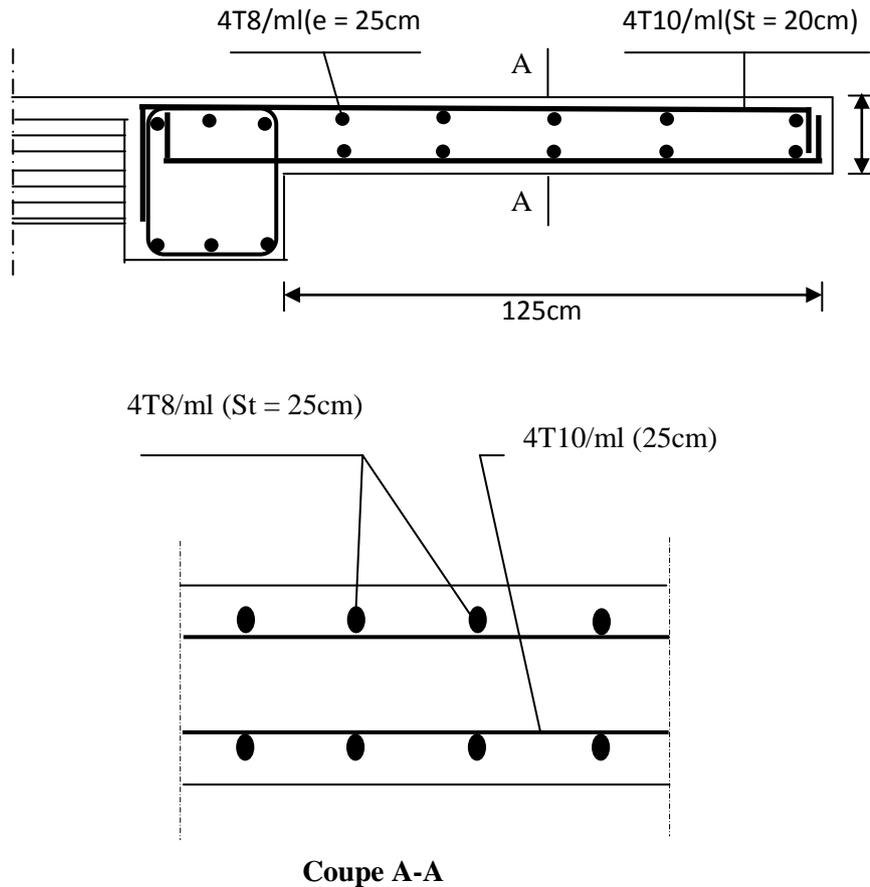
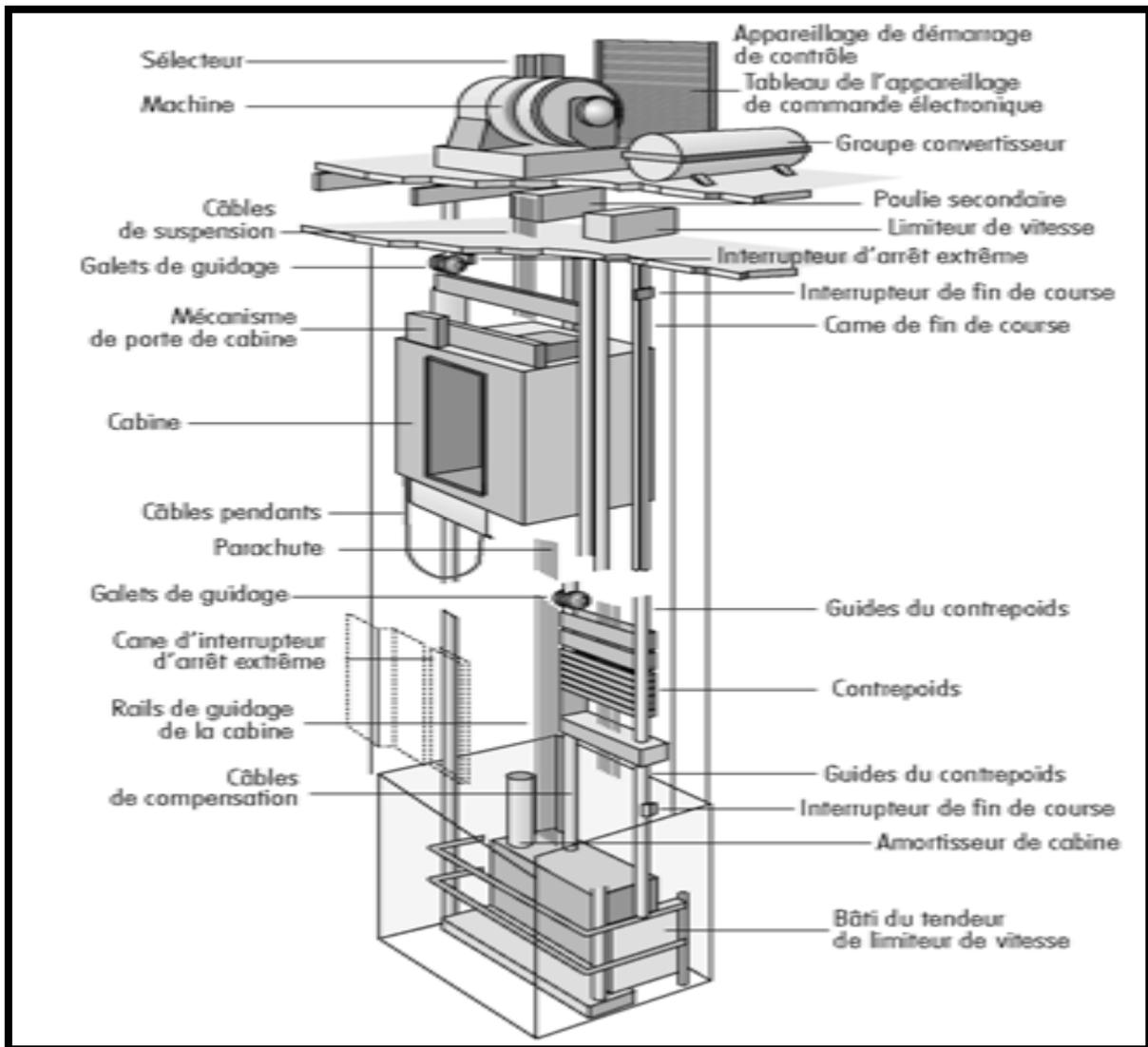


Fig.IV.12:Ferraillage de Balcon

IV.5.Ascenseur

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étage et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).



Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,70 \times 2,00) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 3 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

5.1. Dimensionnement :

- **Épaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \implies h_t \geq \frac{200}{30} = 6,67 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur de la dalle pleine

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12 cm (selon le RPA version 2003),

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$

Épaisseur du revêtement : $e=2\text{cm}$

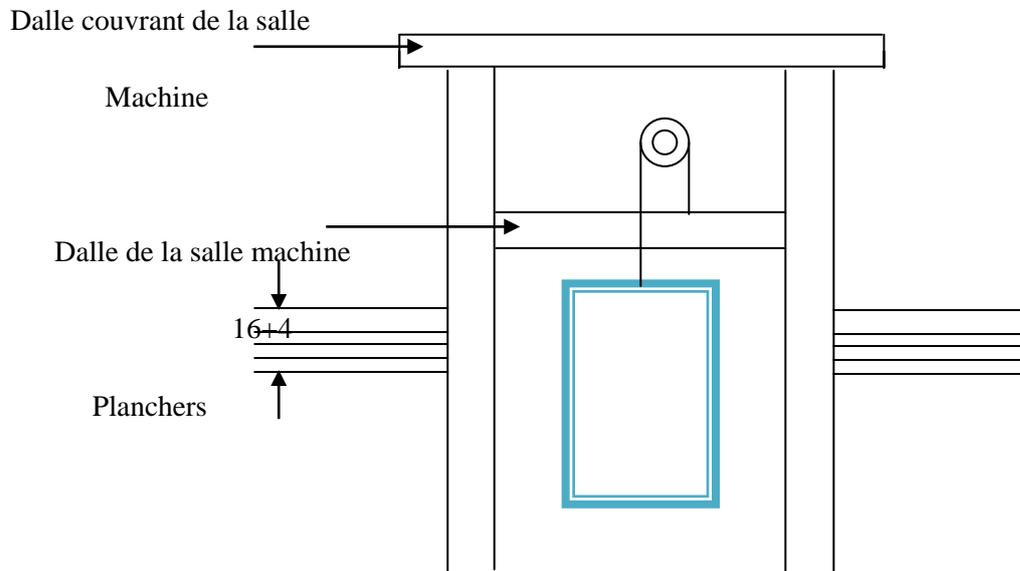


Fig.IV.13 : schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur

5.2. Calcul de sollicitation :

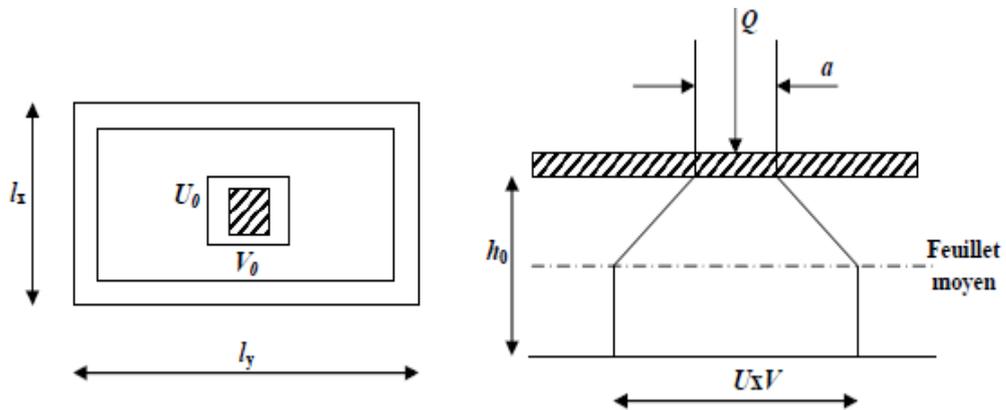


Fig.IV.14 : Diffusion de charges dans feuillet moyen

$$L_x = 1,70 \text{ m}$$

$$L_y = 2,00 \text{ m}$$

$$U_0 = V_0 = 0,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2,00} = 0,85 \implies 0,4 \leq \rho = 0,85 \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

. Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \implies \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \implies \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν

Avec :

- $\nu = 0,0$ à l'ELU
- $\nu = 0,2$ à l'ELS

q : charge uniformément répartie sur tout la dalle

A. État limite ultime (ELU) : $\nu = 0,0$

$$\rho = 0,85 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0,20 + 20 \times 0,02)$$

$$\mathbf{G = 5,40 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Surcharge exploitation : } \mathbf{Q = 1,0 \text{ KN/ml}}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 1 = \mathbf{8,79 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{uxl} = 0,0509 \times \mathbf{8,79} \times (1,70)^2 = 1,293 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy l} = 0,685 \times 1,293 = 0,886 \text{ KN.m}$$

B. État limite de service (ELS) $\nu = 0,2$:

$$\rho = 0,85 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$q_s = 5,40 \times 1 = \mathbf{6,40 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{uxl} = 0,0579 \times \mathbf{6,40} \times (1,70)^2 = 1,071 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy l} = 0,778 \times 1,071 = 0,833 \text{ KN.m}$$

. Moments dues à la charge localisée :

L'étude de la dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD, qui donnent les moments par mètre linéaire au centre de panneau.

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 sont des coefficients données par les abaques en fonction de ρ_x et le rapport

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}.$$

U et V cotées des rectangle sur les quels la charges q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(\xi e + h/2) = U_0 + 2\xi e + h$$

$$V = V_0 + 2(\xi e + h/2) = V_0 + 2\xi e + h$$

Avec : h : hauteur de la dalle (15cm)

e : revêtement de la dalle (e=0cm).

ξ : dépend de la nature de revêtement dans notre cas la dalle est compose de béton armé, égale 1,0

$$U = 80 + (2 \times 1 \times 0) + 15 = 95 \text{ cm}$$

$$U = V = 95 \text{ cm}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{95}{1,70} = 0,56$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{95}{2,00} = 0,48 ; \quad \text{Avec } \rho = \mathbf{0,85}$$

Après interpolation on aura : $M_1 = \mathbf{0,112}$; $M_2 = \mathbf{0,081}$

A. état limite ultime (ELU) $v = \mathbf{0,0}$:

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,112 = 13,608 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,081 = 9,842 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B. état limite service (ELS) $v = \mathbf{0,2}$:

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v M_2) = 90 \times (0,112 + 0,2 \times 0,081) = 11,538 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (v M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,112 + 0,081) = 9,306 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

5.3. Superposition des moments :

A. E.L.U:

$$M_{sx} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,293 + 13,608 = 14,901 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy} = M_{y1} + M_{y2} = 0,886 + 9,842 = 10,728 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B. E.L.S:

$$M_{ux} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1,071 + 9,62 = 10,691 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,833 + 7,56 = 8,393 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis le coefficient (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,75 M_x = 0,75 \times 14,901 = 11,176 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 10,728 = 8,046 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^t = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 14,901 = 7,454 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 10,728 = 5,364 \text{ KN.m}$$

5.4. Ferrailage de panneau:

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, en considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ($d_x = 18 \text{ cm}$, $d_y = 17 \text{ cm}$)

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

- **Sens x-x :**

A- En travée :

-Calcul des moments réduits:

$$d = h_0 - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,176 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = \mathbf{0,024}$$

On $\mu_b = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,176 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 18 \cdot 348} = 1,806 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: $A_s = 4\text{T}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

B- Aux appuis :

-Calcul des moments réduits :

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,454 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0162$$

On $\mu_b = 0,0162 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0162 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,454 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 18,348} = 1,199 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour: $A_a = 4T10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Sens y-y :

A. En travée :

-Calcul des moments réduits :

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,046 \cdot 10^3}{100 \cdot 17^2 \cdot 14,2} = 0,0196$$

On $\mu_b = 0,0196 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0,0196 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,046 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 17 \cdot 348} = 1,374 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour: $A_t = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

B. Aux appuis :

-Calcul des moments réduits :

$$\mu_b = \frac{M_{YA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,364 \cdot 10^3}{100 \cdot 17^2 \cdot 14,2} = 0,013$$

On $\mu_b = 0,013 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,364 \cdot 10^3}{0,994 \cdot 17 \cdot 348} = 0,91 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour: $A_t = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Conclusion:

La dalle est soumise à des charges concentrées toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale de panneau seront prolongées aux appuis et ancrées au-delà de contour de la dalle.

5.5. Vérification à L'E.L.U

- **Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]**

$$W_x = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S = W_x \times b \times h$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85$

A_{\min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,85}{2} \right) = 8,6 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{\min} = 8,6 \cdot 10^{-4} \times (20 \times 100) = 1,72 \text{ cm}^2 \text{ (en appuis et en travées)}$$

- Sens X-X

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$

- Sens Y-Y

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$

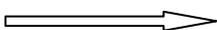
En travée : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

- **Diamètre minimale des barres :** (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$  **condition vérifiée**

- **Espacement des armatures :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

La fissuration est non préjudiciable. Et l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes

- **Direction principale :**

$$\left. \begin{array}{l} S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) \\ S_t = 20 \text{ cm} < (40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- **Direction secondaire :**

$$\left. \begin{array}{l} S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \\ S_t = 20 \text{ cm} < (60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**(art A.5.2.2 / BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 0,95} = 32,63 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121.5}{2 \times (0,95+0,95)} = 31,97 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{42,63 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,237 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,237 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1,467 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

U_c : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N :

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = \mathbf{121,5 \text{ KN}} < 0,045 \times 3,8 \times 0,20 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = \mathbf{150 \text{ KN}}$$

Condition vérifier \implies Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5.6. Vérification à l'état limite de service (ELS):

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 0,75 en travée et de 0,50 en appuis.

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 10,691 = 8,018 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 8,393 = 6,295 \text{ KN.m}$$

• **En appuis :**

$$M_x^a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 10,691 = 5,481 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 8,393 = 4,167 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{20}{170} = 0,118 \geq \frac{8,018}{20 \times 8,018} = 0,05 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{Ax}{b \times b} = \frac{3,92}{100 \times 18} = 0,0022 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

▪ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,176}{8,018} = 1,394$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,394 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,447 > \alpha = 0,0304 \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,454}{5,481} = 1,360$$

$$\mu_u = 0,0162 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,430 > \alpha = 0,0201 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens (Y-Y) :

▪ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,046}{6,295} = 1,278$$

$$\mu_u = 0,0196 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,278 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,389 > \alpha = 0,0252 \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,364}{4,167} = 1,287$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,287 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,574 > \alpha = 0,0176 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) :

- { En travée : 4T10/ml avec un espacement de 25cm.
 Aux appuis : 4T10/ml avec un espacement de 25cm.

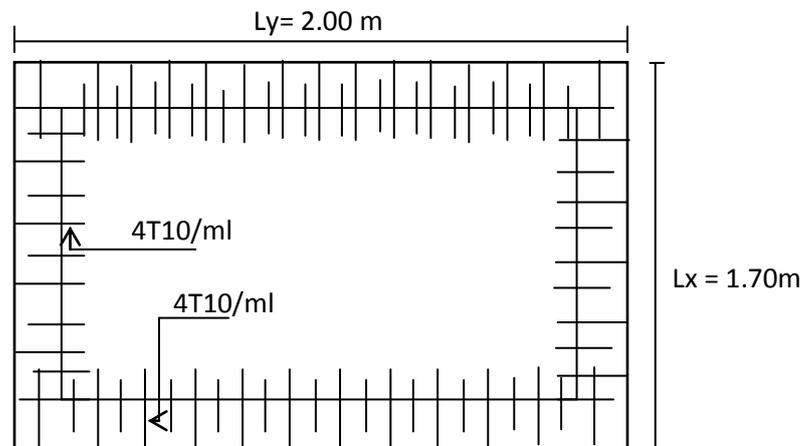


Fig IV.14 : Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle de l'ascenseur.

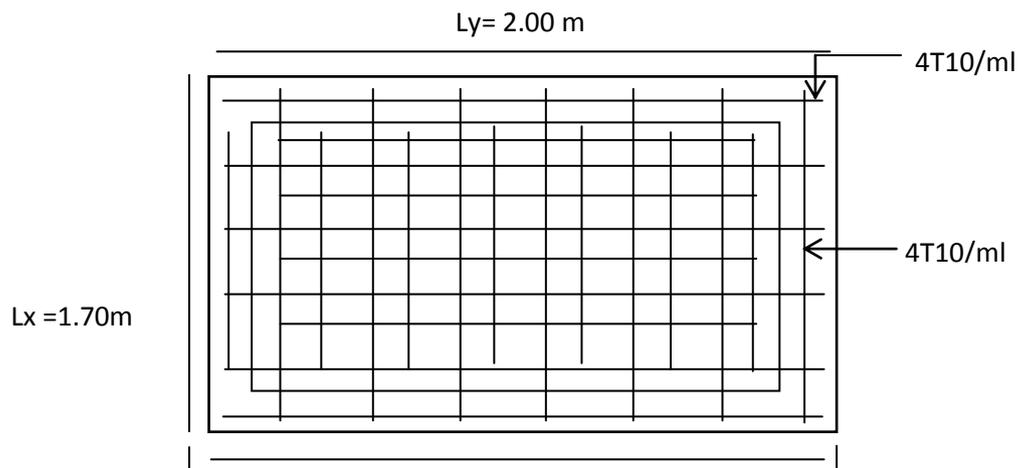


Fig IV. 16 : Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle de l'ascenseur.

Chapitre V
Étude sismique

V.1.Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couglissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2.Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3.Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

3.1. Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

3.2. Analyse Modale Spectrale

peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de

dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

3.3. Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

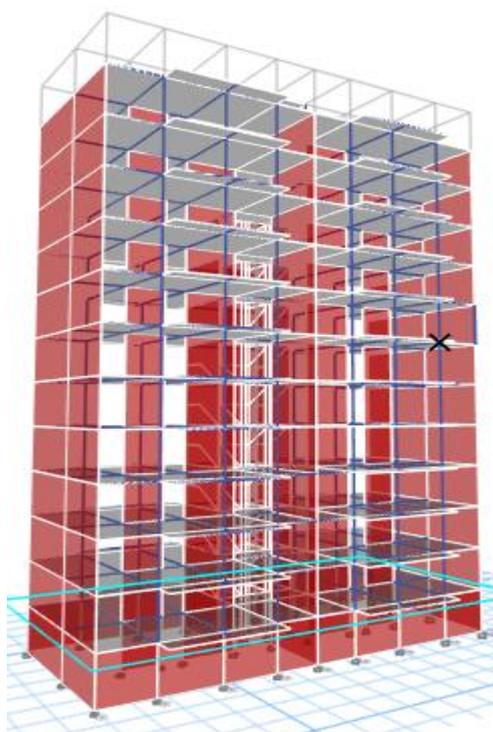


Fig.V.1 : La structure sur le ETABS 2018

3.4. Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

4.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

4.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

4.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2

Donc **A = 0,08**

D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$\xi = 10 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,76$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 33.66^{3/4} = 0.70 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.725 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.70}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.52$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau. V.1:Facteur de qualité

$$Q = 1,20$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

V.5.Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

5.1. Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.08 \times 1.52 \times 1.20 \times 39573.6484}{5} = 1154.92 \text{ t}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	2452.5	2452.5

Tableau .V.2 : Valeurs de la force sismique totale

$V_{dx} = 2452.5t > 80 \% V_{st} = 923.94t$ condition vérifiée

$V_{dy} = 2452.5 t > 80 \% V_{st} = 923.94 t$ condition vérifiée

5.2. Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0.533s$$

$T_{dyn} = 0,533 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.70 = 0.91 \text{ sec}$ condition vérifiée

5.3. Vérification des facteurs de participation massique :

		Facteur de participation massique (%)					
Mode	Période	U_X	U_Y	U_Z	ΣU_X	ΣU_Y	ΣU_Z
1	0,533	0,6702	7,312	0	67,020	73,120	0
2	0,384	1,083	0,6242	0	67,020	62,420	0
3	0,297	8,245	0	0	67,020	62,420	0
4	0,158	0,1254	0	0	79,560	62,420	0
5	0,09	1,12	0,2145	0	79,560	83,870	0
6	0,08	0,0479	4,693	0	84,360	83,870	0
7	0,068	0,0004	0	0	84,390	83,870	0
8	0,052	0,0246	0	0	86,850	83,870	0
9	0,042	1,178	0,0778	0	87,860	91,560	0
10	0,04	0,013	0,0001	0	88,150	91,560	0
11	0,32	0,015	0	0	89,72	91,560	0
12	0,31	0,0007	0	0	90,70	91,560	0

Tableau .V.3 : Facteur de participation massique

Sens transversal : $\Sigma \alpha_y = 91,560 \% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal : $\Sigma \alpha_x = 90,70 \% > 90 \%$ condition vérifiée

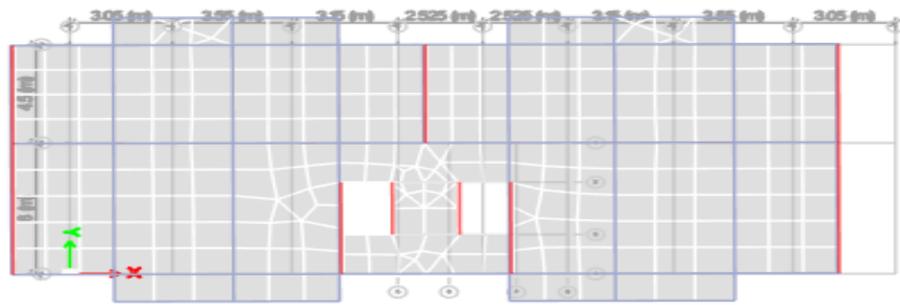


Fig.V.2 : Translation pur vers (x ;x)

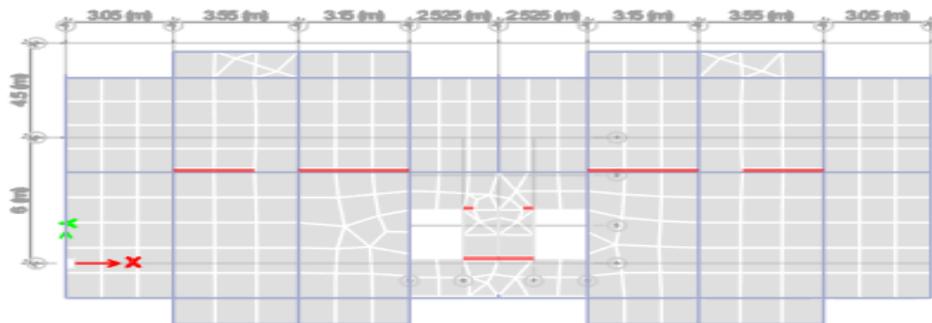


Fig.V.3 : Translation pur vers (y ;y)

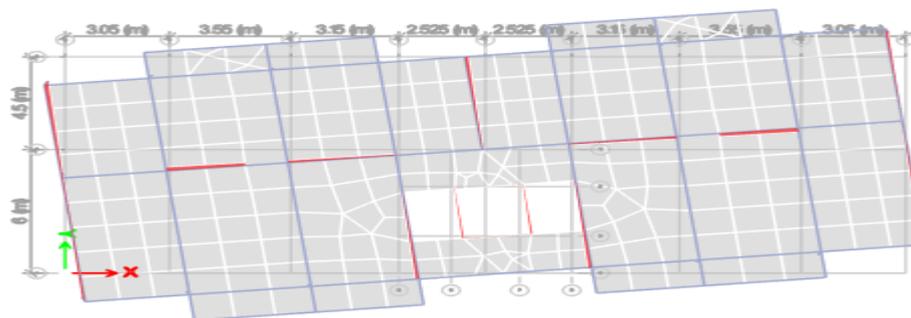


Fig.V.4 : Rotation vers (z ;z)

5.4. Les déplacements latéraux inter- étage :

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
10	0,018	0,017
9	0,016	0,016
8	0,015	0,015
7	0,014	0,014
6	0,013	0,013
5	0,011	0,012
4	0,01	0,011
3	0,008	0,01
2	0,006	0,008
1	0,004	0,005
RDC	0,002	0,003
Sous-sol	0,001	0,0002

Tableau. V.4: Les déplacements latéraux inter-étage

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R = 5

Sens x :

Story	$\delta_{ek}(m)$	$\delta k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta k(m)$	He(k)	$\Delta k/he$	
10	0,018	0,09	0,08	0,01	3,06	0,0033	C.V
9	0,016	0,08	0,075	0,0053	3,06	0,0016	C.V
8	0,015	0,075	0,07	0,005	3,06	0,0016	C.V
7	0,014	0,07	0,065	0,005	3,06	0,0016	C.V
6	0,013	0,065	0,055	0,01	3,06	0,0033	C.V
5	0,011	0,055	0,05	0,005	3,06	0,0016	C.V
4	0,01	0,05	0,04	0,01	3,06	0,0033	C.V
3	0,008	0,04	0,03	0,1	3,06	0,0033	C.V
2	0,006	0,03	0,02	0,01	3,06	0,0033	C.V
1	0,004	0,02	0,1	0,01	3,06	0,0033	C.V
RDC	0,002	0,01	0,005	0,005	3,06	0,0016	C.V
SOUS SOL	0,001	0,005	0	0,005	3,06	0,0016	C.V

Tableau. V.5 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens x)

Sens-y :

Story	$\delta_{ek}(m)$	$\delta k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta k(m)$	He(k)	$\Delta k/he$	
10	0,017	0,085	0,08	0,005	3,06	0,0016	C.V
9	0,016	0,08	0,075	0,005	3,06	0,0016	C.V
8	0,015	0,075	0,07	0,005	3,06	0,0016	C.V
7	0,014	0,07	0,065	0,005	3,06	0,0016	C.V
6	0,013	0,065	0,06	0,005	3,06	0,0016	C.V

5	0,012	0,06	0,055	0,005	3,06	0,0016	C.V
4	0,011	0,055	0,05	0,005	3,06	0,0016	C.V
3	0,01	0,05	0,04	0,1	3,06	0,0033	C.V
2	0,008	0,04	0,025	0,015	3,06	0,0049	C.V
1	0,005	0,025	0,015	0,01	3,06	0,0033	C.V
RDC	0,003	0,015	0,0011	0,0139	3,06	0,0045	C.V
SOUS SOL	0,00022	0,001	0	0,0011	3,06	0,00036	C.V

Tableau. V.6: Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens y)

5.5. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Niveau	Pk(KN)	Vk(KN)	Sens X-X		Sens Y-Y	
			Δk(cm)	θk(cm)	Δk(cm)	θk(cm)
10	136,93	136,93	0,01	0,0033	0,005	0,0016
9	182,63	319,56	0,005	0,00093	0,005	0,00093
8	182,58	502,14	0,005	0,00059	0,005	0,00059
7	186,39	688,53	0,005	0,00044	0,005	0,00044
6	1,90,84	879,37	0,01	0,00070	0,005	0,00035
5	190,84	1070,21	0,005	0,00029	0,005	0,00029
4	195,30	1265,51	0,01	0,00050	0,005	0,00025
3	200,44	1465,95	0,01	0,00044	0,01	0,00044
2	200,43	1666,38	0,01	0,00039	0,015	0,00059
1	205,44	1871,82	0,01	0,00036	0,01	0,00036

RDC	211,17	2082,99	0,005	0,00016	0,0139	0,00051
SOUS SOL	369,36	2479,35	0,005	0,00024	0,0011	0,00053

Tableau. V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V.6.Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA99 (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA99. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveau	$B_c(\text{cm}^2)$	$N_d(\text{KN})$	V	Vérification	Observation
Sous-sol	50X50	1557,5331	0,25	0,25 < 0,3	C.V

Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme conforme au règlement R.P.A99 / Ver2003.

Chapitre VI
Calcul des éléments
contreventements

VI.1.Introduction :

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage, connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle de calcul du béton armé (CBA93), en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003). Dans le but de déterminer des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2.Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

2. a.Poutres :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

2. b. Poteaux :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.3. Ferrailage des poutres :

3.1. Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

$$\begin{cases} - \text{Sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre} & \left\{ \begin{array}{l} S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\ S_{p2} = 0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \end{array} \right. \end{cases}$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre

$$S_{p2} = G + Q \pm E.$$

- Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

3.2. Les armatures minimales des poutres principales :

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

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht.$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% bht. (Zone courante)$
 $A_{max2} = 6\% bht. (Zone de recouvrement)$

2. a. poutre principale (30x40) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (Sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

3.3. Exemple de calcul :

3.1. Poutre principale de rive :(Sous-sol)

1. a. En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{tsp1} = 48.42 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{tsp2} = 40.22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1,20 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime M_u	M_u	48.42 KN.m	$\mu=0,010 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,010	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,995$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	3.88 cm ²	

1. b. En Travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 69.35 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 64.3 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,07 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Moment ultime M_u	M_u	64.3 KN.m	$\mu = 0,116 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,116	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,938$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5.47 cm ²	

3.4. Ferrailage Poutre principale de rive :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
Sous-Sol	Travée	6.93	6.43	6.43	6.75	5.47	3T14 + 2T12 = 6,88
	Appuis	4.82	4.02	4.82		3.88	3T14 = 4,62
RDC au 10 ^{ème}	Appuis	4.94	4.57	4.94	6.75	3.55	3T14 = 4,62
	Travée	5.43	4.10	5,43		3.92	3T14 = 4,62

Terrasse	Appuis	4,64	3,04	4,64	6,75	3,72	3T14 = 4,62
	Travée	8,15	7,15	7,15		4,48	

Tableau.VII.1:Ferraillage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)

3.5. Ferraillage Poutre principale intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Sous-Sol	Travée	8.99	7.35	8.99	6.75	6.60	3T14+2T12 = 6,88 cm ²
	Appuis	8.23	7.13	8.23		6.10	
RDC au 10 ^{ème}	Appuis	8.08	7.30	8.08	6.75	4.76	3T14+2T12 = 6,88 cm ²
	Travée	5.53	4.08	5.53		6.26	
Terrasse	Appuis	7,11	5,22	7,11	6,75	5,33	3T14+2T12 = 6,88 cm ²
	Travée	9,70	8,24	9,70		6.35	

Tableau.VII.2 : Ferraillage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)

-Poutre secondaire (30x30) cm² :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 30 / 100 = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 30 / 100 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 30 \times 30 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

3.6. Ferraillage Poutre secondaire Rive :

Nive au	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Sous-sol	Travée	3.37	3.27	3.27	4.5	3.16	3T12 = 3,39 cm ²
	Appuis	1.97	1.87	1.87		1.78	

RDC au 10^{ème}	Appuis	0.53	0.62	0.62	4.5	0,60	3T12 = 3,39 cm²
	Travée	0.75	0.60	0.75		0,85	3T12 = 3,39 cm²
Terrasse	Appuis	0.78	0,75	0,75	4.5	0,60	3T12 = 3,39 cm²
	Travée	2.28	2,04	2,04		1,62	3T12 = 3,39 cm²

Tableau .VII.3 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre rive sens secondaire)

3.7. Ferrailage Poutre secondaire intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Sous-Sol	Travée	3.58	2.48	3.58	4.5	4.06	3T14 = 4,62 cm²
	Appuis	3.49	1.18	3.48		3.95	3T14 = 4,62 cm²
RDC au 10^{ème}	Appuis	0.99	0.65	0.99	4.5	1.73	3T12 = 3,39 cm²
	Travée	2.14	2.94	2.94		1.09	3T12 = 3,39 cm²
Terrasse	Travée	2.54	2.26	2,26	4.5	2.56	3T12 = 3,39 cm²
	Appuis	2.10	2.24	2.24		2.14	3T12 = 3,39 cm²

Tableau.VII.4 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens secondaire)

VI.4. Les vérifications :

4.1. Poutre principale (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdf\alpha_{ft}28/fe = 0,23x30x36x2,1/400 = 1,30cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4.2. Vérification des contraintes(ELS) :

2. a. En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 64.3 \text{ KN.m}$

$$Mu = 69.35 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1546$$

$$\gamma = \frac{69.35}{64.3} = 1.078$$

$$\alpha \leq \frac{1,078-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,289 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. b. En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 40.22 \text{ KN.m}$

$$Mu = 48.42 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0126$$

$$\gamma = \frac{48.42}{40.22} = 1.20$$

$$\alpha \leq \frac{1,20-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.3. Poutre secondaire (30x30) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 30 x 27 x 2,1 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4.4. Vérification des contraintes(ELS) :

4. a. En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 33.72 \text{ KN.m}$

$$Mu = 32.76 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1044$$

$$\gamma = \frac{33.72}{32.76} = 1,02$$

$$\alpha \leq \frac{1,02-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,26 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4. b. En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 19.72 \text{ KN.m}$

$$Mu = 18.75 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0589$$

$$\gamma = \frac{19.72}{18.75} = 1.05$$

$$\alpha \leq \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,275 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.5. Vérification de l'effort tranchant

5.1. Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 40.61 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{40.61 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,36} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \{ \min 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0,081 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

5.2. Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 15.04 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{15.41^{-3}}{0.30.0.315} = 0,16 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

VI.6. Calcul les armatures transversales :

6.1. Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 16)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

6.2. Calcul de L'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \quad St \leq 30 \text{ cm}$$

Zone nodale:

$$St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (10 ; 19,20 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2St = 20 \text{ cm}$$

6.3. Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$\phi_L = 1,2\text{cm}$; $L_2 = 26,30\text{cm}$; $L_1 = 8,32\text{ cm}$

$\phi_L = 1,4\text{cm}$; $L_2 = 25,10\text{cm}$; $L_1 = 8,37\text{cm}$

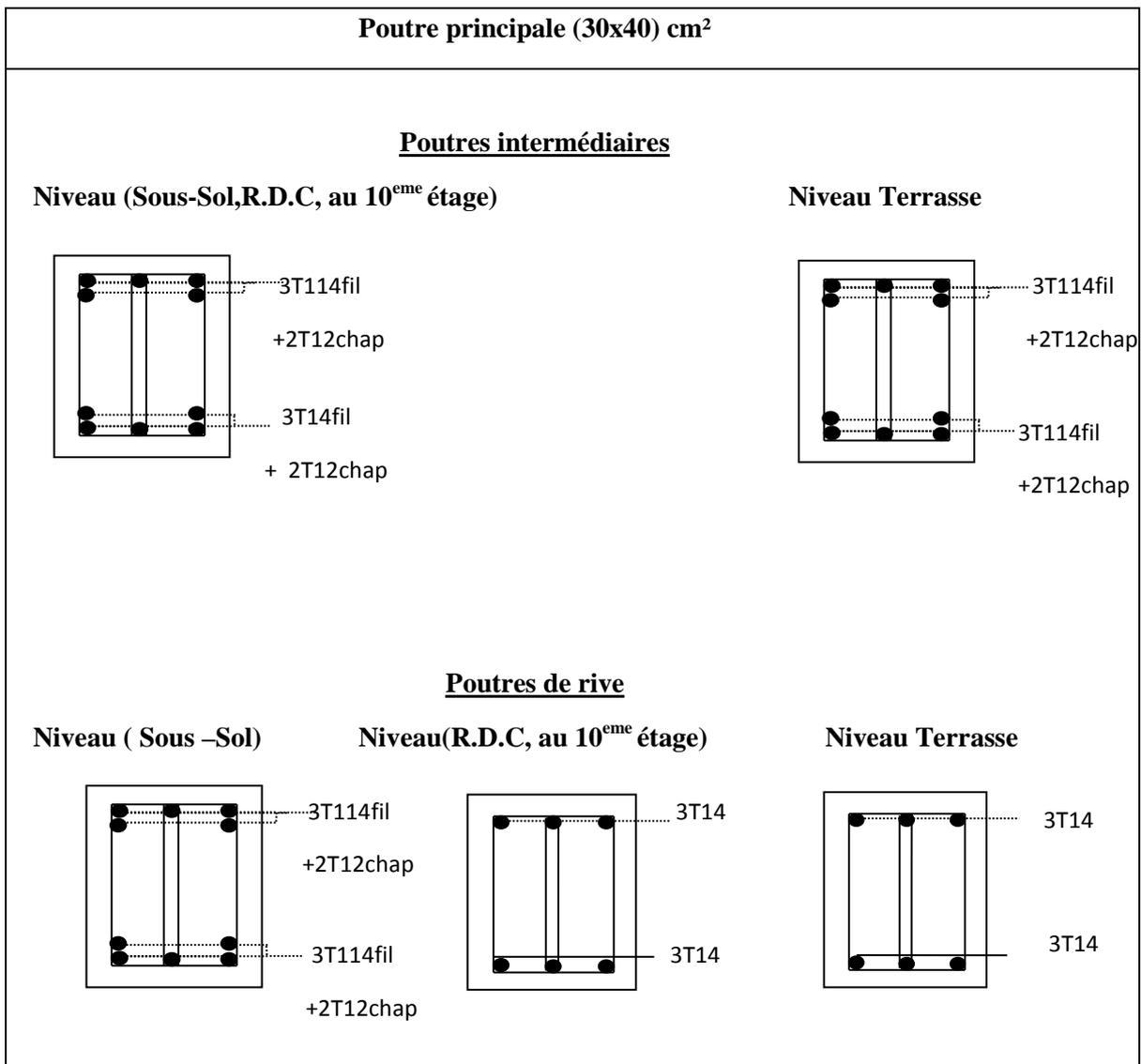
$\phi_L = 1,6\text{cm}$; $L_2 = 21,4\text{cm}$; $L_1 = 8,43\text{cm}$

6.4. La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II . $\Phi = 1,6\text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm}$

$\Phi = 1,4\text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$

$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48\text{ cm}$



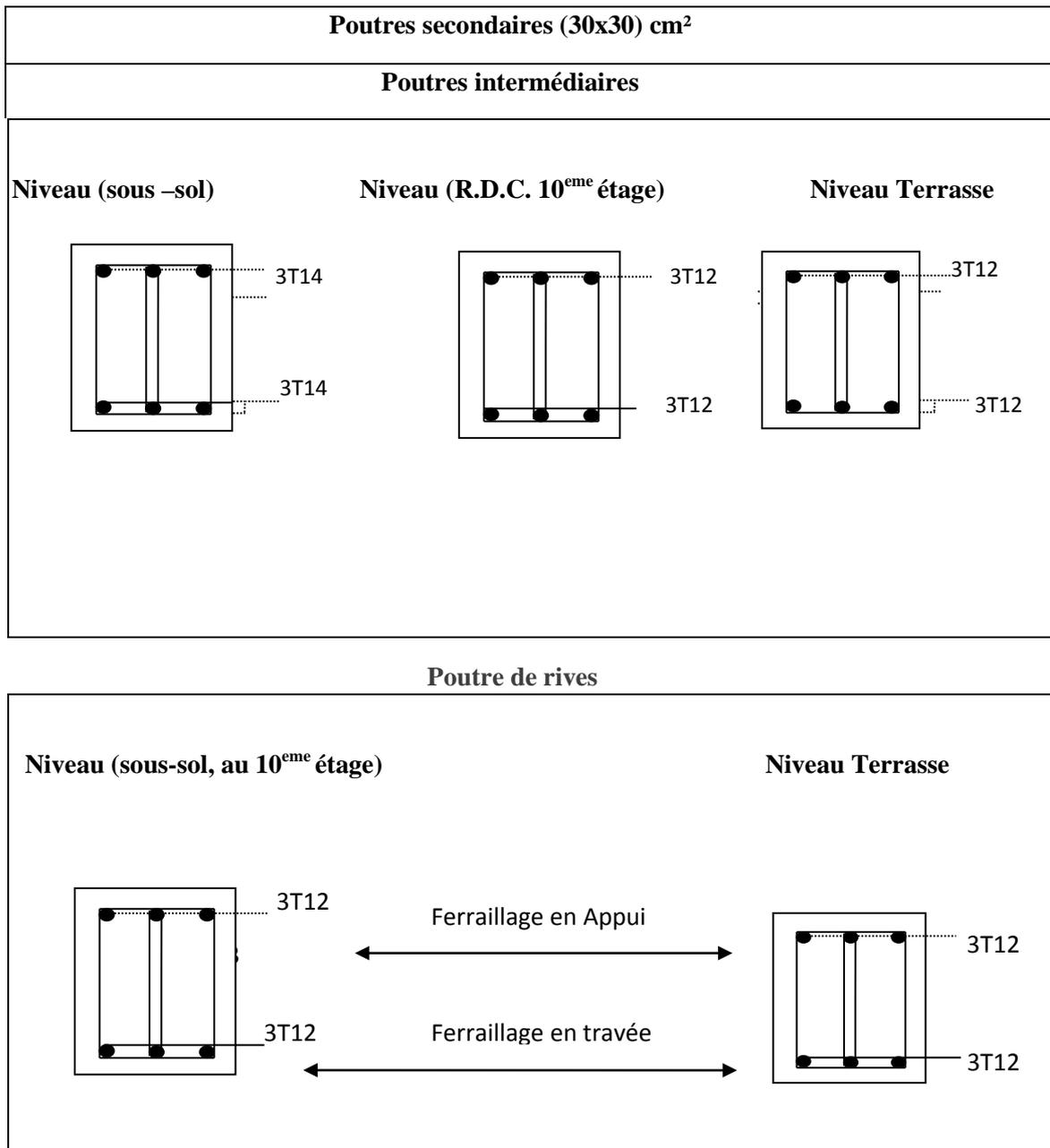


Fig.VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales, secondaires.

VI.7.Ferrailage des poteaux :

7.1. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et 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 3 Combinaisons suivante :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

7.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone I).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Famille de poteaux	$A_{\text{min}} = 0,7 \% b \cdot ht$	$A_{\text{max1}} = 4 \% b \cdot ht$	$A_{\text{max2}} = 6 \% b \cdot ht$
(50x50) cm ²	17.5 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
(45x45) cm ²	14.17 cm ²	81 cm ²	121.5 cm ²
(40x40) cm ²	11.2 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
(35x35) cm ²	8.575 cm ²	49 cm ²	73.5

Etages		(50x50)	(45x45)	40x40)	(35x35)	
Poteaux	Combs.					
P Central	(a)	N_{max}	1557.53	995.58	601.41	398.48
		M_{corr}	6.13	8.96	10.82	11.67
	(b)	N_{min}	705.82	476.30	177.78	111.99
		M_{corr}	0.15	0.55	8.13	0.35
	(c)	M_{max}	30.99	31.86	39.78	40.86
		N_{corr}	1078.07	676.85	467.78	266.59

Tableau .VII.5 : les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Etages		(50x50)	(45x45)	(40x40)	(30x30)	
Poteaux	Combs.					
P Central	(a)	N_{max}	1078.074	841.18	369.59	242.5
		M_{corr}	26.83	14.93	5.25	26.77
	(b)	N_{min}	376.58	295.16	121.66	31.62
		M_{corr}	19.18	3.32	11.59	3.64
	(c)	M_{max}	15.99	21.67	23.27	32.83
		N_{corr}	1214.86	764.81	478.30	360.10

Tableau VII.6 : les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre

7.3. Exemple de calcul :

3.1. Poteau de rive (Sous-sol, RDC, 1^{er} étage)

Section (50x50) cm²

1. a. Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm.

- hauteur de la section $ht = 50 \text{ cm}$.
- Enrobage $c = 2,5 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 47.5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

3.2. Combinaison du 1^{ère} genre :

— > $N_{max} = 155.75 \text{ t}$ $M_{corresp} = 0.613 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0.613/155.75 = 0,004 \text{ m}$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 155.75x \left(0,475 - 0,50/2 + 0,004 \right) = 34.42 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 155.75 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 34.42 \text{ t.m} < 73.97 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

— > $N_{min} = 70.85 \text{ t}$ $M_{corresp} = 0.15 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0.15/70.85 = 0.0021 \text{ m}$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 70.85 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.0021 \right) = 15.72 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Nu = 70.85 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 15.72 \text{ t.m} < 33.65 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

$$\longrightarrow N_{corresp} = 107.8 t \quad M_{max} = 3.09 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3.09/107.8 = 0,02m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 107.8 (0,475 - 0,50/2 + 0.02) = 22.09 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 107.8 t < 286.9 t \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 22.09 t.m < 51.20 t.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

3.3. Combinaisons du 2eme genre :

$$\longrightarrow N_{max} = 107.87 t \quad M_{corresp} = 2.83 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2.83/107.8 = 0,026 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 107.87 (0,475 - 0,50/2 + 0.026) = 21.46 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 107.87 t < 374.22 t \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 21.46 t.m < 51.22 t.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$\longrightarrow N_{min} = 37.65 t \quad M_{corresp} = 1.91 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1.91/37.65 = 0,050 m$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 37.65 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.050 \right) = 6.58 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 37.65 \text{ t} < 374.22 \text{ t} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 6.58 \text{ t.m} < 17.88 \text{ t.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

La section est partiellement comprimée.

$$\longrightarrow N_{corresp} = 121.48 \text{ t} \quad , \quad M_{max} = 1.59 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1.59/121.48 = 0,013 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 121.48 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.013 \right) = 25.75 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 121.48 \text{ t} < 374.22 \text{ t} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 25.75 \text{ t.m} < 57.70 \text{ t.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

VI.8.Ferrailage

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17.5 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, , A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 17.5) =$$

17.5 5cm

Calcul de ferrailage des poteaux d'intermédiaires :

Niveaux	Combi- naison.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(50x50)	(a)	1557.53	34.43	0	1078.7	21.66	0	17.55	6T20+2T16 As=22,87
	(b)	705.82	15.73	0	376.58	6.56	0		
	(c)	1078.07	21.24	0	1214.8	25.30	0		
(45x45)	(a)	955.58	19.02	0	841.18	15.39	0	14.17	4T20+4T14 As = 18,73
	(b)	476.30	6.25	0	295.16	5.57	0		
	(c)	676.85	4.53	0	764.81	13.5	0		
(40x40)	(a)	601.41	9.50	0	320.32	4.03	0	11.2	4T16+4T14 As = 14,2
	(b)	177.78	2.31	0	77.64	1.45	0		
	(c)	467.78	4.20	0	212.75	2.29	0		
(35x35)	(a)	398.48	4.82	0	242.50	1.21	0	8.57	8T14 As= 12,32
	(b)	111.99	1.64	0	31.62	0.12	0		
	(c)	266.59	0.26	3,33	360.10	2.7	0		

Tableau.VI.7:Ferrailage des poteaux d’intermédiaires

VI.9.Les vérifications :

9.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (50x50) cm² »

T_{max}= 2,82 t

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = 2,82 \times \frac{100}{(50 \times 47.5)} = 0,118 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\tau_u \leq \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,118 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

9.2. Calcul des armatures transversales :

2.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

2.2. Calcul de l'espacement :

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

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing L; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

2.3. Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,28 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 3,75 \times 247}{50 \times 235} = 1,18 \text{ cm}^2$$

2.4. Quantité d’armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,28 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 50 = 2,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 50 = 4,125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

2.5. Vérification de la section minimale d’armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau / 2, \tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.6. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

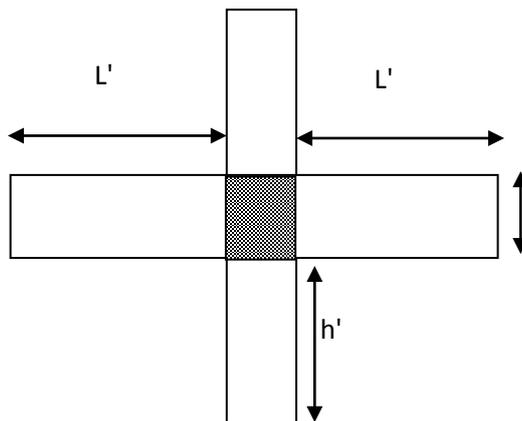


Fig. VI.2 : zone nodale

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \text{Max}\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

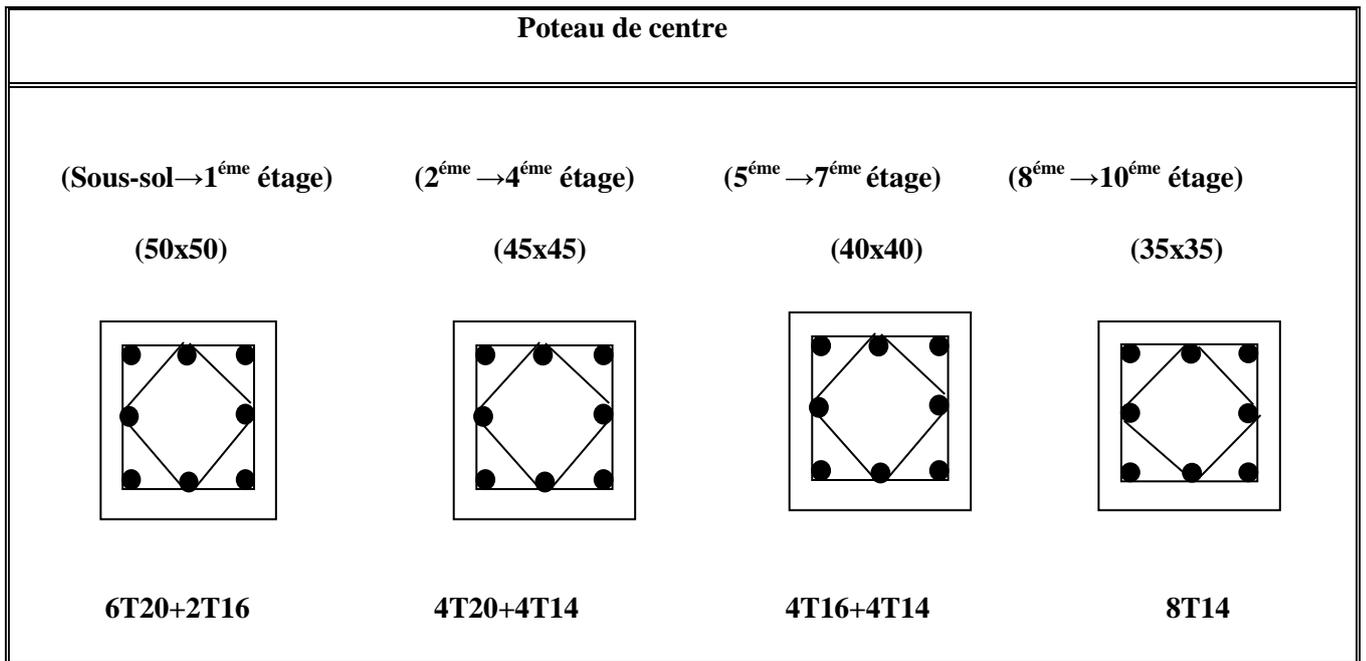


Fig.VII.3.Dessin de ferrillages des sections des poteaux

VI.10.ÉTUDE DES VOILES

10.1. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

10.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. De l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

2.1. 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).

2.2. 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.

2.3. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales

- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

3.1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1. a-1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1. b-2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

1. c-3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3.2. Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

3.3. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

3.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur 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 diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI. 12. Ferrailage des voiles :**12.1. Exemple de calcul :**

$$A = 1,45\text{m}^2$$

$$I = 3.6\text{m}^4$$

$$V = 3.5\text{m}$$

$$N = 916\text{kn}$$

$$M = 1.5\text{ m}$$

$$T = 16.73\text{kn}$$

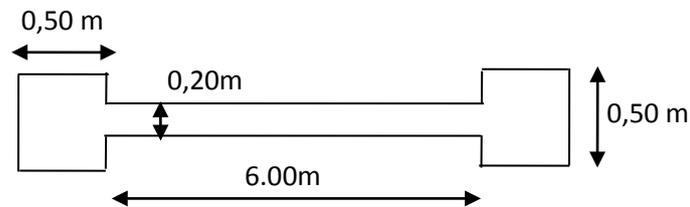


Fig.VI.4 :Schéma du voile + poteaux

11.2. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{916}{1.45} + \frac{1.5 \times 3.5}{3.6} = 633.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{916}{1.45} - \frac{1.5 \times 3.5}{3.6} = 630.26 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

11.3. Calcul des armatures verticales :

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

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1\text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 \times 1\text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. a -Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

3. b-L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

11.4. Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

11.5. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ6 par m².**

11.6. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\text{On calcule la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l} = \frac{0023}{0,20 \cdot 6} = 0,019 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,019 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VI.12. Disposition des armatures :

12.1. 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 a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Condition. Vérifiée.

$L = 600 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 60 \text{ cm}$.

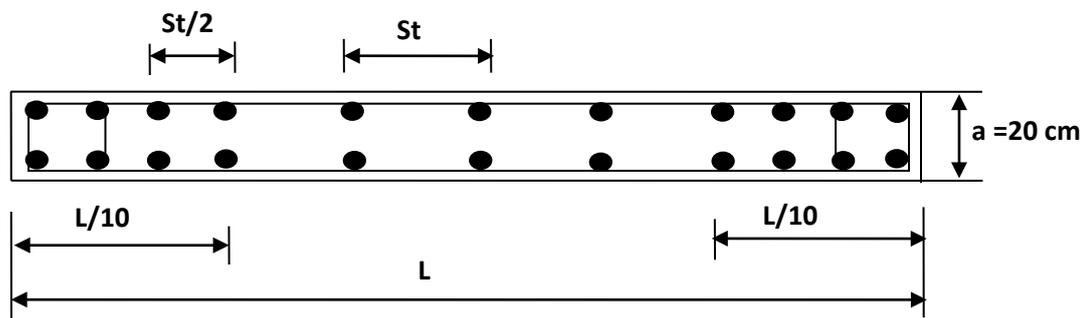


Fig. VII.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

12.2. 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 $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

12.3. 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.

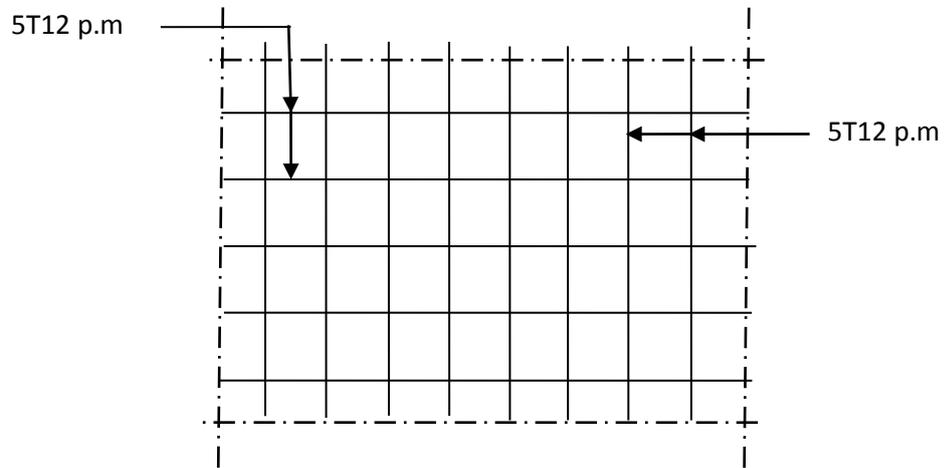


Fig.VII.6 : Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VII
Étude l'infrastructure

VII.1. Calcul du voile périphérique :

1.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$K_a' = K_a = 0,271$

1.2. Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 20 \text{ cm}$.

1.3. Calcul des charges :

Poussée des terres :

$P_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h$ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{array} \right.$$

$P_1 = 0,271 \times 1,7 \times 3,06 = 1,40\text{t/ml}$

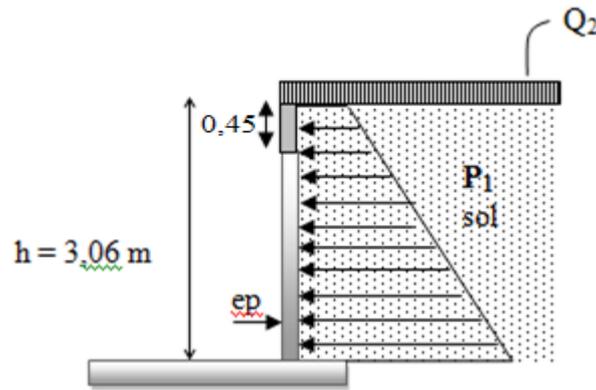


Fig .VII.1:Schéma de voile périphérique

Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \times 0,15 \times 3,06 = 0,12 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,4 + 1,5 \times 0,12 = 2,07 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 2,07 \text{ t/ml.}$$

1.4.Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,06 - 0,50 = 2,56 \text{ m.}$$

$$L_y = 6,00$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,56}{6,00} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux}$$

sens.

$$M_{ox} = \mu_x q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,45 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 1,40 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,35 \text{ t.m}$$

4.1.Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 1,05 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,26 \text{ t.m}$$

4.2.Ferraillage :

2. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,105 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,05 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,02 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,05 \cdot 10^4}{0,990 \cdot 18 \cdot 348} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

2. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,26 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,26 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,005 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9975$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,26 \cdot 10^4}{0,9975 \cdot 18 \cdot 348} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

4.3.Condition de non fragilité :

3. a-Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on a : $A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-a}{2} \right) = 0,41 \left(\frac{3-0,45}{2} \right) = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,68; 2,00 ; 0,52 \}$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5,65 cm²/ml et un espacement de 25 cm.

3. b-Sens-y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,38; 2,00 ; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **5T12/ml** soit une section de **5,65 cm²/ml** et un espacement de **25 cm**

4.4. Les vérifications :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\text{max}} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 2.07 \times \frac{2,56}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,45}{2}} = 2.16 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_o d} = \frac{2.16 \times 10^4}{100.18.10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07.f_{c28}/\gamma_b = 0,07.25/1,5 = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,12 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,78 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0650 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 1.52 \text{ t/ml}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0.25 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.171 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0.186 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0.128 \text{ t.m} \end{cases}$$

2. a-Sens x :

$$M_{ser} = 0,6 \text{ t.m}$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A(d - y)^2 = 13686,15 \text{ cm}^4$$

a. a-Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,6 \times 10^4}{13686,15} \times 4,05 = 1.77 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 1.77 < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$ (fissuration préjudiciable)

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$

$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$

$\sigma_s = 15 \times \frac{0,6.10^4}{13686,15} \times (18 - 4,05) = 91.73MPa$

$\sigma_s = 91.73MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée..}$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

2. b-Sens-y :

$M_{ser} = 0,40 \text{ t.m}$

$A = 3.93cm^2$

Position de l'axe neutre :

$by^2/2 + n.A(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$I = by^3/3 + n.A(d - y)^2 = 13686,15cm^4$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,40 \times 10^4}{13686,15} \times 4,05 = 1.18 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 1.18 < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$ (fissuration préjudiciable)

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$

$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,40.10^4}{13686,15} \times (18 - 4,05) = 61,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 61,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée..}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec

5T12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement S_t = 20cm.

VII.2.Calcul des fondations :

2.1.Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, 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'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

→ Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

2.2.Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 5666.3 \text{ t} \Rightarrow S = 377.75 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 2682.79 \text{ t} \Rightarrow S = 175.25 \text{ m}^2 \end{cases}$$

2. a- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 275.67 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 69\% > 50\% ; \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

2.3.Définition 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.

2.4.Pré dimensionnement du radier :

4.1.Calcul du radier :

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

4.2.Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

2.a. Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U} : NU = 1,35GT + 1,5QT = 5666,3 t.$$

$$\text{E.L.S} : N_{ser} = GT + QT = 2682,79 t.$$

2.b. Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 2682,79 t.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2682,79}{15} = 175,25 m^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 305,21 m^2$.

2.c. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

c. 1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 6.00 m

$$Qu = \frac{Nu}{S} = \frac{5666,3}{305,3} = 18,55 t/m^2.$$

$$\text{Par ml} : Qu = 18,55 \times 1 = 18,55 t/ml.$$

$$Vu = 18,55 \times \frac{6,00}{2} = 55,65 t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{55,65 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,37 m$$

c. 2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 600 \text{ cm}$$

$$24 \leq d \leq 30 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} ; \text{ on prend} : h = 35 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm}$$

2.5. 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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 66.67 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

On prend : **d=0.9*h=76,5 cm ; h = 85 cm ; b = 50 cm.**

5.1. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 305.21 + 0,85 \times 0,50 \times 162.12] = 439.31 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 439.31 + 2682.79 = 3122.1 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3122.1}{305.21} = 11.22 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5.2. La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,85)^3 / 12 = 0,025 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,50 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,025}{500 \times 0,50}} = 5,98 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 6.00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

2.6. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{3122.1}{305.21} = 11.22 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.35 = 0,875 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 9.34 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 11.22 \text{ t/m}^2$$

2.7.Ferraillage du radier :**7.1Ferraillage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

1.1-1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a- Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

1. b-Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

1. c-Moment sur appuis :

$M_a = 0,3M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$appuis intermédiaire.

1.2-2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1.3.Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 3.05/5.5 = 0,55 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,55 \Rightarrow \mu_x = 0,0894; \mu_y = 0,2500$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0894 \times 11.22 \times (3.05)^2 = 9.331t.m$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{oy} = 0,2500 \times 9.33 = 3.33t.m$$

3.1.En travée :**1. a-Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,75 \times 9.33 = 7.93 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.93 \cdot 10^4}{100(31.5)^2 \cdot 14,17} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.93 \cdot 10^4}{0,971 \cdot 31.5 \cdot 5.348} = 7.45 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **7T12 / ml, A = 7.92 cm²/ml, S_t = 15 cm**

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 3.33 = 2.50 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.50 \cdot 10^4}{100(31.5)^2 \cdot 14,17} = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,017 \rightarrow \beta = 0,9915$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.83 \cdot 10^4}{0,9915 \cdot 31.5 \cdot 5.348} = 3.60 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T12 / ml, A = 5.65 cm²/ml, S_t = 20 cm**

3.2.En appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 9.33 = 4,67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.67 \cdot 10^4}{100(31.5)^2 \cdot 14,17} = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,033 \rightarrow \beta = 0,9835$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.67 \cdot 10^4}{0,9835 \cdot 31.5 \cdot 5.348} = 4.33 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4T12 / ml, A = 4.52 cm²/ml, S_t = 25 cm.**

2. b-Sens-y :

b. a.Appuis de rive :

$$M_{ay} = 0,3M_{oy} = 0,3 \times 3.33 = 1.00 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.00 \cdot 10^4}{100(31.5)^2 \cdot 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.00 \cdot 10^4}{0,9965 \cdot 31.5 \cdot 5.348} = 1.01 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3T10 / ml, A = 2.36 cm²/ml, S_t = 30 cm**

b.b.Appuis intermédiaires :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 3.33 = 1.67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{1.67.10^4}{100(31.5)^2.14,17} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1.67.10^4}{0,994.31,5.348} = 1.53\text{cm}^2.$$

On adopte 3T10 / ml, A =2.36 cm²/ml, St =30 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VII.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 subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

3.1.Sens longitudinal (y) :

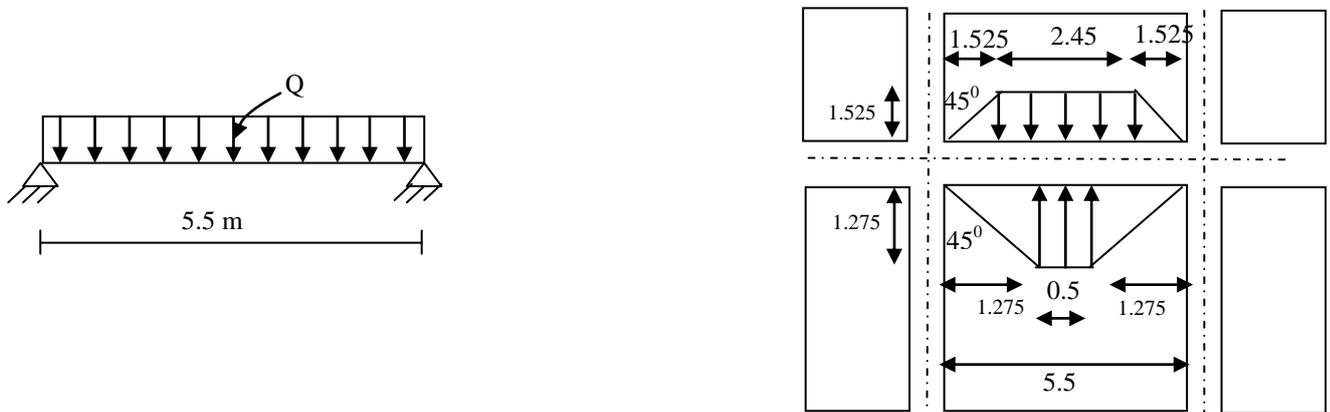


Fig. VII.2: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

1.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2.55 \text{ m}$

$Ly_1 = 5.5 \text{ m}$

$Lx_2 = 3.05 \text{ m}$

$Q = 11.22 \text{ t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{11.22}{2} \left[\left(1 - \frac{2.55^2}{3 \times 5.5^2} \right) . 4.45 + \left(1 - \frac{4.5^2}{3 \times 5.5^2} \right) . 3.05 \right] = 26.08 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{26.08 \times 5.5^2}{8} = 98.62 \text{ t.m}$$

1.2. Calcul du ferrailage :

2. a- En travée :

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75.98.62 = 73.97 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0.9.h = 76.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{73.97.10^4}{50.(76.5)^2 . 14.17} = 0.18 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.991$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s . \beta . d$$

$$A_1 = 73.97.10^4 / 348.0.991.76.5 = 28.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{e}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{e}} \text{ lit } 4T16 ; A = 28.65 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{e}} \text{ lit } 4T16 \end{cases}$$

2. b- En appuis :

b. a- Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5.98.62 = 49.31 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.119 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0.119 \rightarrow \beta = 0.9365$$

$$A_s = 19.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil + (4T16) chap. ; A = 20.61 cm².

b. b- Appuis de rive :

$$M_a = 0.3.M_0 = 0.3.98.62 = 29.58 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.071 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$\mu = 0,071 \rightarrow \beta = 0,966$

$A_s = 11,50 \text{ cm}^2$

On adopte : (4T20) ; $A = 12,57 \text{ cm}^2$.

3.2.Sens transversal(x) :

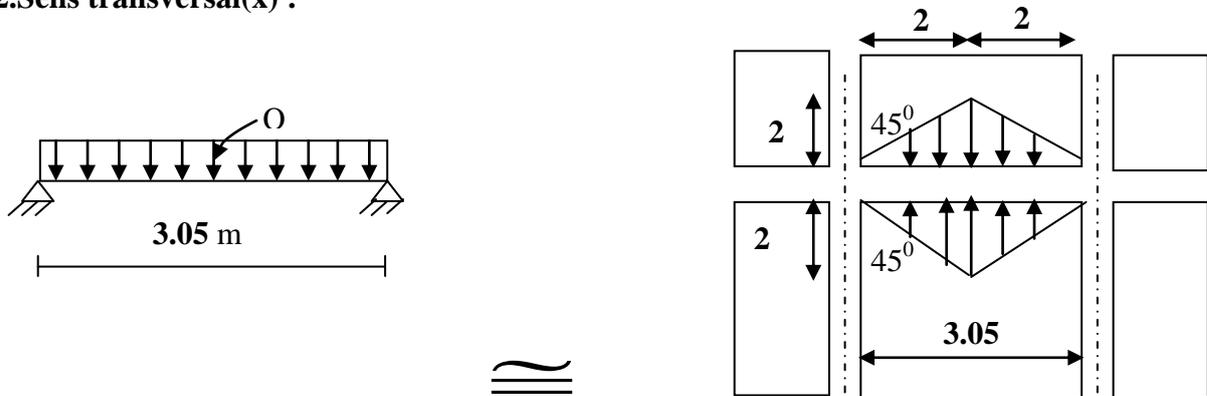


Fig. VII.3: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

2.1.Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 11.22 \text{ t/m}^2$

$Lx_1 = 3.05 \text{ m}$

$Q' = 2/3 \times 11.22 \times 2.55 = 20,78 \text{ t/m}$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{20.82 \times 3.05^2}{8} = 24.16 \text{ t.m}$$

2.2.Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.24.16 = 20.54 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{20.54.10^4}{50.(76,5)^2.14,17} = 0,050 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{20.54.10^4}{0,974.(76,5).348} = 9,92 \text{ cm}^2.$$

,

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T16} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T14} ; A = 20,36 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T14} \end{cases}$$

2. b- En appuis :

Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.24.16 = 12.89 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_s = 5.60 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12)fil+(4T12) chap ; A =9.04 cm².

VII.4.Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (85 - 0,1 fe) = 85 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a=85 \text{ cm}$ (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). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,50) \text{ m}^2$,

$$\text{on a : } Asp = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow Asp = 3 \times 2 (0,50 + 0,85) = 8,10 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T20 Fil ; A = 12,56 cm²**.

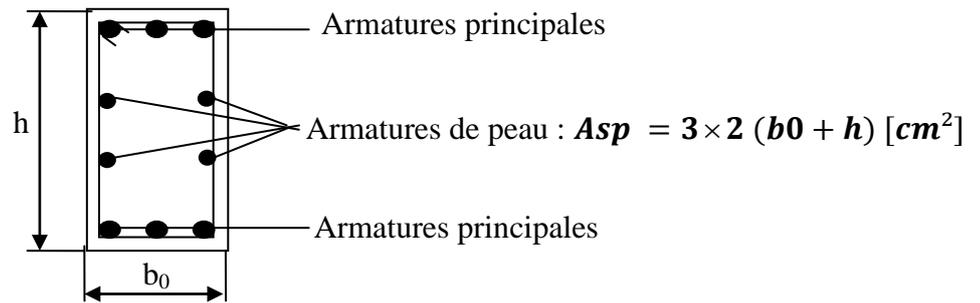


Fig.VII.4 : Schéma des armatures de peau.

4.1.Les vérifications :

1.a.Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 55.65 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{55.65}{0,50 \cdot 0,765 \cdot 100} = 1.46 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4.2.Armatures transversales :

Diamètre : $\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_1 ; b/10) = \min(24 ; 10 ; 50) = 10 \text{ mm}$
 on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

4.3.Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(21.25, 12) = 12 \text{ cm}$$

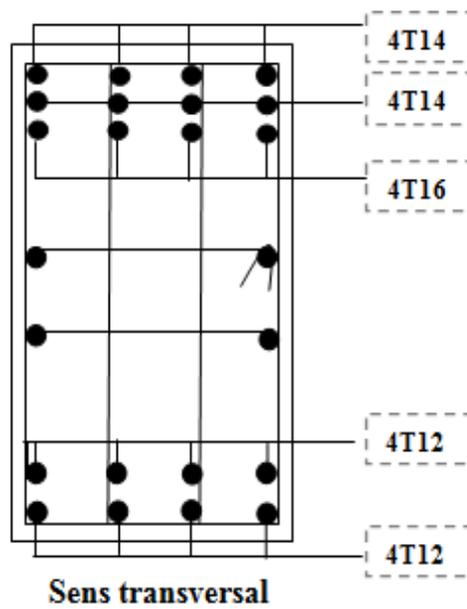
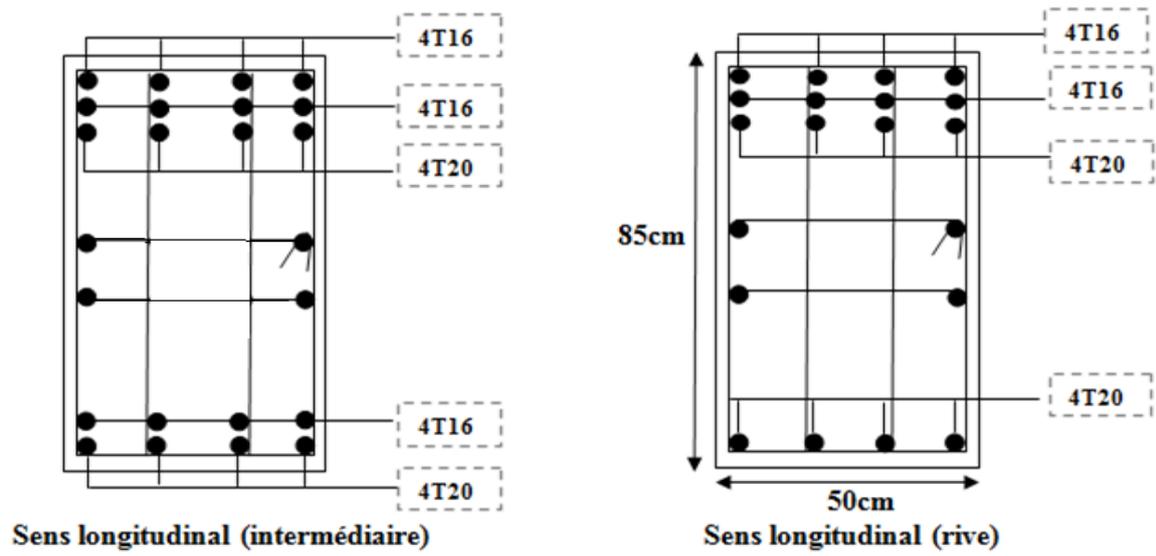
on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

Donc on utilise des armatures : **HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm²**.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,665 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

Les croquets de ferrailage :



Conclusion
Générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'ingénieur doit être le maître du projet quelque soit les difficultés rencontrées dans l'élaboration de son travail, ainsi il doit maîtriser les méthodes de calcul, et savoir choisir les procédés auxquels il doit faire appel lors de l'étude d'un projet.

Il doit avoir l'esprit d'ingéniosité dans la recherche des solutions les plus économiques et les plus rationnelles pour les différents problèmes rencontrés lors de l'exécution de ses projet.

C'est pour ça que le projet de fin d'étude constitue la première expérience dans le métier d'ingénieur, de ce fait qu'il nous a été bénéfique du moment qu'il nous a permis de mettre en application les connaissances d'une longue formation et l'utilisation de plusieurs méthodes et procédés de calcul des structures de génie civil.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets future.

Références bibliographiques

REGLEMENT :

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens
- DTR B.C 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges Permanentes et Charges d'Exploitations)
- Mémoire de fin d'étude
- Cours Parasismique, Béton Armé, Analyse des Structures.

LOGICIELS :

- Logiciel de SAP 2000.
- WORD 2007.
- Excel 2007.
- AUTO CAD 2013.
- ETABS 2018.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de-chaussée plus (10) étages comportant un sous-sol, Le R.D.C à usages commerciaux, et le reste à usage d'habitation implanté dans la wilaya de Tiaret.

L'étude de ce projet est réalisée en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié 99)

On commence en premier lieu par donner une description détaillé du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres) et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99v2003 (grâce au logiciel ETABS) et l'effort du vent on procède à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (voile périphérique et radier général).

Mots clés : Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a 10 stories multipurpose building with a basement ,the first 1 stories are for commercial use and the 10 remaining stories are for housing, the building is located in the Wilaya of Tiaret.

The study of this project is done according to the codes of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91modified99).

First of all we start by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location...), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns, beams).

After evaluating the dynamic (according to RPA99v2003 using ETABS) and the wind efforts we proceed to the study of the structural elements (beams, columns, walls sails, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure.

Key words: Building. Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية مزدوجة الاستعمال تتكون من طابق ارضي زائد 10 طوابق بالإضافة الى طابق تحت ارضي. الطابق الأرضي ذات استعمال تجاري و باقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع بولاية تيارت .

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91modifié99)، أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية... الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها بالإضافة الى فرضيات الحساب.

ثانياً نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الاعمدة ، الروافد).

ثالثاً نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلام ، الشرفة ... الخ).

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99v2003) و بواسطة "ETABS"، و دراسة تأثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبنائة و الجدران المسلحة .

و في الأخير نقوم بدراسة الاساسات (الجدار المحيط و الأساس العام).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، ETABS، RPA99v2003، BAEL91modifié99.