



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 :

KOUADRIA Yassine

LARIBI Nasreddine

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
(RDC+7étages) à Tiaret**

Soutenu publiquement le 15-05-2018 devant le jury composé de :

Mr. DRAICHE.K

M^{me}. KHELIFA. Z

Mr. HADJI. L

Mr. TLIDJI. Y

Mr. ABDELAZIZ. H.H

,

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2017-2018

Liste des figures

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue en perspective	2
Figure I.2 : Vue en plan de plancher terrasse	3
Figure.I.3 : diagramme déformations – contraintes du béton	6
Figure I.4 : Diagramme rectangulaire	7
Figure I.5 : Diagramme de déformations – contraintes.	8
Figure I.6 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots	10

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Dimension à respecter (RPA)	16
Figure II.2 : Schéma représentatif du poteau le plus sollicité	17
Figure II.3 : Coupe de voile en plan	21
Figure II.4 : Coupe au niveau de l'escalier	22

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Schéma statique	26
Figure III.2 : Ferrailage de la poutre palière :(30x45) cm ²	33
Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'escalier type (1)	33
Figure III.4 : Schéma statique de l'acrotère	34
Figure III.5 : Disposition des armatures dans l'acrotère	37
Figure III.6 : schéma d'un plancher à corps creux	38
Figure III.7 : Dimensions d'un plancher à corps creux selon BAEL 91	39
Figure III.8 : Ferrailage des poutrelles (plancher étage courant)	51
Figure III.9 : Ferrailage de la dalle de compression	61
Figure III.10 : ferrailage de balcon	64
Figure III.11 : Schéma d'un ascenseur.	64
Figure III.12 : Répartition des charges	68
Figure III.13 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.	68
Figure III.14 : Dessin montrant la concentration des charges	69
Figure III.15 : Moments de la dalle	70

Liste des figures

Figure. III.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur. 78

Chapitre IV

L'étude sismique du Bâtiment

Figure IV.1 : La variante proposée 85

Figure IV.2 : Analyse de la structure proposée (Variante) 85

Chapitre V

Ferrailage des portiques

Figure V.1 : La zone nodale 101

Figure V.2 -Dessin de ferrailages des sections des poteaux 102

Chapitre VI

Calcul et ferrailage des voiles

FigureVI.1 : Le comportement d'un voile 103

Figure VI. 2 : Schéma du voile + poteaux 105

Figure VI.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles 108

Figure VI.4 : Disposition du ferrailage du voile 108

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique 110

Figure VII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable 117

Figure VII.3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture 120

Figure VII.4 : Schéma représentant les armatures de peau. 121

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Tableaux I.1 : Règles des trois pivots	10
--	----

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : La loi de dégression	15
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux	20
Tableau II.3 : Dimensions des éléments porteurs	22

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

Tableau III.1: Méthode des sections -RDM	26
Tableau.III.2 : résumé des efforts internes des poutrelles	47
Tableau III.3 : récapitulation des résultats du plancher terrasse	56
Tableau III.4 : Poids des composants de l'ascenseur.	65
Tableau III.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).	69
Tableau III.6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S).	74

Chapitre IV

L'étude sismique du Bâtiment

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone	83
Tableau IV.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	84
Tableau IV.3 : Coefficient de pondération	86
Tableau IV.4 : Périodes associées à la catégorie de site	87
Tableau IV.5 : Pourcentage d'amortissement critique	87
Tableau IV.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens	89

Chapitre V

Ferraillage des portiques

Tableau V.1 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux	98
Tableau V.2 : Sollicitations du premier genre.	98
Tableau V.3 : Sollicitations du deuxième genre.	99
Tableau V.4 : Ferraillage des poteaux.	100

Liste des tableaux

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens	116
Tableau VII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.	119
Tableau VII.3.Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale	120

Notations

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible du béton

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'acier

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ_u : Contrainte de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

T : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

V : Force sismique total

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_T : Coefficient de période

B : Coefficient de pondération

Sommaire

Sommaire	I
Liste des figures	VII
Liste des tableaux	VIII
Liste des notations	IX
Introduction générale	1

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1- Présentation de l'ouvrage	2
I.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans)	2
I.1.2- Ossature et système constructif adopté	3
I.1.2.1- Ossature	3
I.1.2.2- Planchers	3
I.1.2.3- Escaliers	3
I.1.2.4- Maçonnerie	3
I.1.2.5- Revêtement	3
I.1.2.6- Isolation	4
I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol	4
I.1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.1.4.1- Le Béton	4
I.1.4.1.1- Résistance mécanique	5
I.1.4.1.2- Déformation et contraintes de calcul	6
I.1.4.1.3- Contrainte admissible de cisaillement	7
I.1.4.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton	7
I.1.4.1.5 - Coefficient de poisson	7
I.1.4.2- Les Aciers	8
I.1.4.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul	8
I.1.4.2.2- Contraintes limites de traction des armatures	9
I.2 Etats limites	9
I-2.1 E.L.U.R	9
I-2.1.1 Hypothèses de calcul	9
I-2.1.2 Règles des trois pivots	10
I-2.2 E.L.S	10
I-2.2.1 Hypothèses de calcul	11

Sommaire

I-2.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	11
---	----

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	12
II.2 Pré dimensionnement du plancher	12
II.3 Descente de charges	12
II.3.1 charge permanente	12
II.3.1.1 plancher terrasse inaccessible	12
II.3.1.2 Plancher étage courant	12
II.3.1.3 murs extérieur	13
II.3.1.4 murs intérieur	13
II.3.1.5 Escaliers	13
II.3.1.6 Balcons	14
II.3.1.7 Acrotère	14
II.3.2 Surcharge d'exploitation	14
II.3.3 La dégression de la surcharge d'exploitation (D.T.R.B.C article 63)	14
II.4 Pré dimensionnement des poutres	15
II.4.1 Sens longitudinal	16
II.4.1.1 Poutre principale	16
II.4.2 Sens transversal	16
II.4.2.1 Poutre secondaire	16
II.5 Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5.1 Principe	17
II.5.2 Surface du poteau le plus sollicité	17
II.5.3 Exemple de calcul	17
II.6 Pré dimensionnement des voiles	21
II.7 Pré dimensionnement des escaliers	22

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

III.1 Introduction	25
III.2 Escaliers	25
III.2.1 Calcul de sollicitation	25
III.2.1.1 calcul de d'escalier type 1	25

Sommaire

III.2.1.1.1 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U	26
III.2.1.1.2 Calcul du ferrailage	27
III.2.1.1.3 Vérifications diverses	29
III.2.2 Etude de La poutre palière	29
III.2.2.1 Dimensionnement	29
III.2.2.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003)	30
III.2.2.3 Charge supportée par la poutre	30
III.2.2.4 Calcul des sollicitations (E.L.U)	30
III.2.2.5 Le Ferrailage	30
III.2.2.6 Vérifications	30
III.3 Acrotère	34
III.3.1 Définition	34
III.3.2 Étude de l'acrotère	34
III.3.2.1 Calcul du ferrailage à (E.L.S)	35
III.3.2.2 Vérification des contraintes (E.L.S)	36
III.3.2. 3 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	37
III.4 Calcul des planchers	38
III.4.1 Introduction	38
III.4.2 Dimensionnement des poutrelles	38
III.4.3 Méthode de calcul des poutrelles	39
III.4.4 Calcul des poutrelles	41
III.4.5 calcul des sollicitations	44
III.4.6 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U)	49
III.4.7 Armature transversale	50
III.4.7 Etude des poutrelles Plancher à corps-creux (terrasse)	51
III.4.7.1 Méthodes de calcul	51
III.4.7.2 Hypothèses	51
III.4.7.3 Vérification a l'E.L.S	58
III.4.8 Ferrailage de la dalle de compression	60
III.5 Balcon	61
III.5.1 Introduction	61
III.5.2 Ferrailage	62
III.6.Cage d'ascenseur	64

Sommaire

III.6.1 définition	64
III.6.2 Calcul du poids des composants de l'ascenseur	64
III.6.3 Calcul de la charge total q_u	66
III.6.3.1 Calcul de la charge de rupture	66
III.6.3.2 Calcul des poids des câbles	67
III.6.3.3 Vérification de C_r	67
III.6.3.4 Calcul de la charge permanente total G	67
III.6.3.5 Vérification de la dalle au poinçonnement	67
III.5.3.6 Evaluation des moments dus aux charges concentrées	68
III.6.3.7 ferrailage de la dalle	71
III.6.3.8 Vérification à l'E.L.S	74
III.6.3.9 Vérification des contraintes dans le béton	75
III.6.3.10 Disposition du ferrailage	77

Chapitre IV

L'étude sismique du Bâtiment

IV.1 Introduction	79
IV.2 Présentation du logiciel ETABS	79
IV.3 Méthode de calcul	79
IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale	80
IV.4.1 Principe de la méthode	80
IV.4.2 Spectre de réponse de calcul	80
IV.4.3 Nombre de mode à considérer	81
IV.5 Calcul sismique	81
IV.5.1 Définition des masses	81
IV.5.2 Calcul des coefficients de participation modale	82
IV.6 Calcul de l'effort sismique à la base	82
IV.6.1 Principe de la méthode statique équivalente	82
IV.6.2 Calcul de la force sismique totale	83
IV.7 Calcul des déplacements	88

Chapitre V

Ferrailage des portiques

Sommaire

V.1 Introduction	90
V.1.1 Les combinaisons de calcul	90
V.2 Ferrailage des poutres	90
V.2.1 Méthode de calcul	90
V.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales	91
V.2.3 cas de l'étage courant	91
V.2.3.1 Ferrailage d'une poutre	91
V.2.3.1.1 sens longitudinal	91
V.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre	93
V.2.4 Les tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux	96
V.3 Ferrailage des poteaux	97
V.3.1 Exemple de calcul	98
V.3.1.1 Les sollicitations défavorables	98
V.3.1.2 Calcul d'un poteau	99
V.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement	100
V.3.1.4 Calcul des armatures transversales	100

Chapitre VI

Calcul et ferrailage des voiles

VI.1. Introduction	103
VI.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	104
VI.3 Armatures verticales	105
VI.4 Armatures horizontales	105
VI.5 Armatures transversales	105
VI.6 Ferrailage des voiles	105

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction	109
VII.2. Le voile périphérique	109
VII.2.1 Calcul des charges	109
VII.2.2 Calcul des sollicitations	110
VII.2.3 Calcul du ferrailage	110
VII.2.4 Les vérifications	111

Sommaire

VII.3 Etude des fondations	112
VII.3.1 Choix du type de fondations	113
VII.4 Définition du radier	114
VII.4.1 Pré dimensionnement du radier	114
VII.4.2 Ferrailage du radier	116
VII.5 Ferrailage des poutres de libages	118
VII.6 Les armatures de peau	120
Conclusion générale	122

Introduction générale

Le présent travail est relatif à une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, implanté à Tiaret ville, classée en zone sismique I.

Il consiste à dimensionner cette structure en béton armé qui est un bâtiment en R+7, contreventé par un système mixte, voiles - portiques avec interaction.

Le problème qui sera posé à cette structure est d'assurer sa résistance aux différents effets, tout en prenant en considération le coté économique.

Notre travail est structuré de la manière suivante :

- Etude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres, chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, Ascenseur).
- Etude sismique
- Calcul des éléments structuraux
- 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 dues au séisme
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique).

I.1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude (dimensionnement de l'ossature en béton armé) d'un bloc en R+7 avec, implanté à **Tiaret**, classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

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

- Longueur totale du bâtiment.....**24.48 m**
- Largeur totale du bâtiment.....**21.26 m**
- Hauteur totale du bâtiment.....**25,60 m**
- Hauteur du R.D.C et 1^{er} étage**3,06 m**
- Hauteur des étages courants.....**3,06 m**

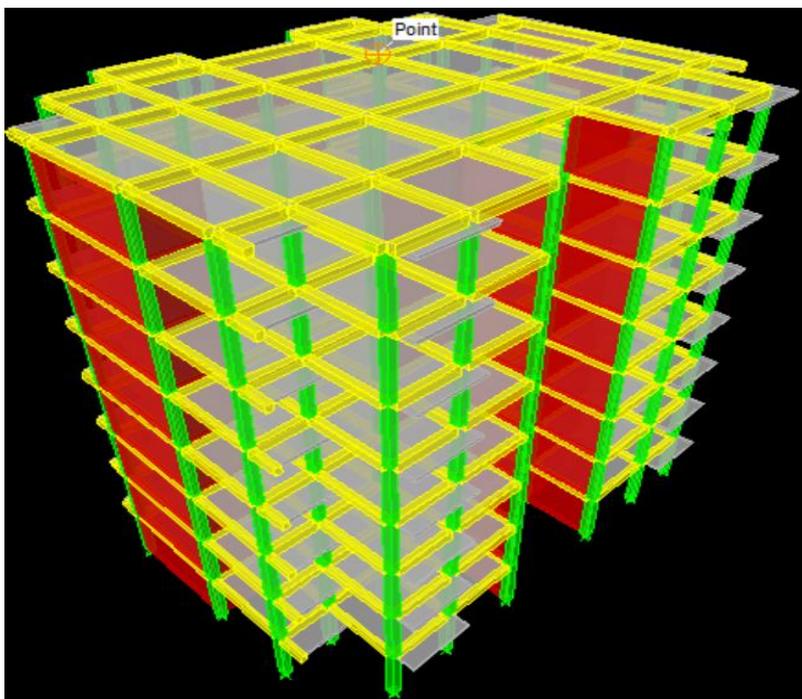


Figure I. 1: Vue en perspective

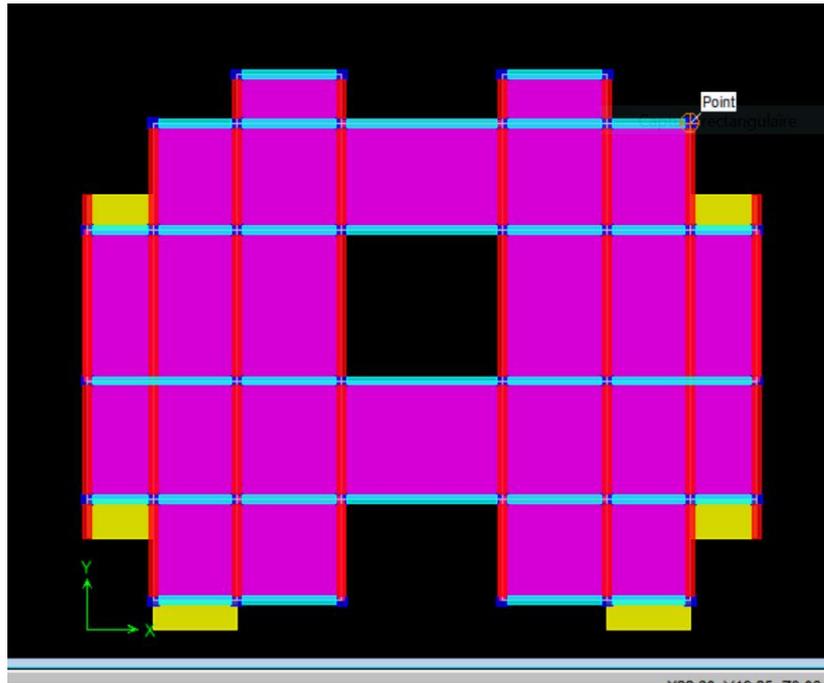


Figure I.2 : Vue en plan de plancher terrasse

I.1.2- Ossature et système constructif adopté :

I.1.2.1- Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Voiles et portiques).

I.1.2.2- Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux (16+4)
- Dalle pleine dans la partie de forme irrégulière.

I.1.2.3- Escaliers :

- Escalier à deux volées avec un seul palier utilisés pour l'accès du 1^{eme} étage jusqu'au 7^{eme} étage.

I.1.2.4- Maçonnerie :

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

I.1.2.5- Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.1.2.6- Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrènes pour les planchers terrasses et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol non agressif :

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,00 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 2,5 \text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7 \text{ t} / \text{m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.1.4.1-Le Béton :

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

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99).

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

- 350 Kg de cimentCPA 325
- 400 L de sable..... $d_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons..... $d_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

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

Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.

d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- 1) Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) Résistance au feu ; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.1.4.1.1- Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression :

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

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

- pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$

- pour j ≥ 60 jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

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 conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

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

Méthode de calcul :

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

Définition des états limites :

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

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

Etat limite ultime :

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 :

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

I.1.4.1.2- Déformation et contraintes de calcul :

- Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit :

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

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

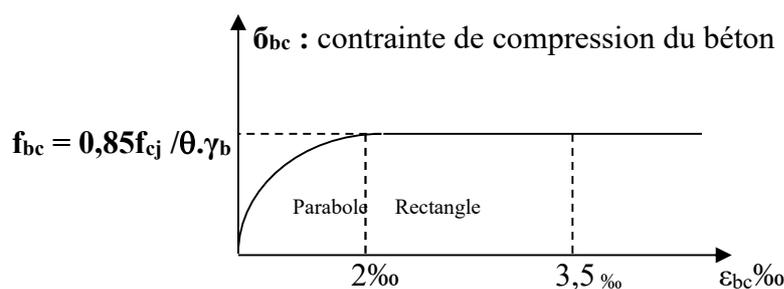


Figure.I.3 diagramme déformations – contraintes du béton

Avec :

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

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

b- Diagramme rectangulaire :

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

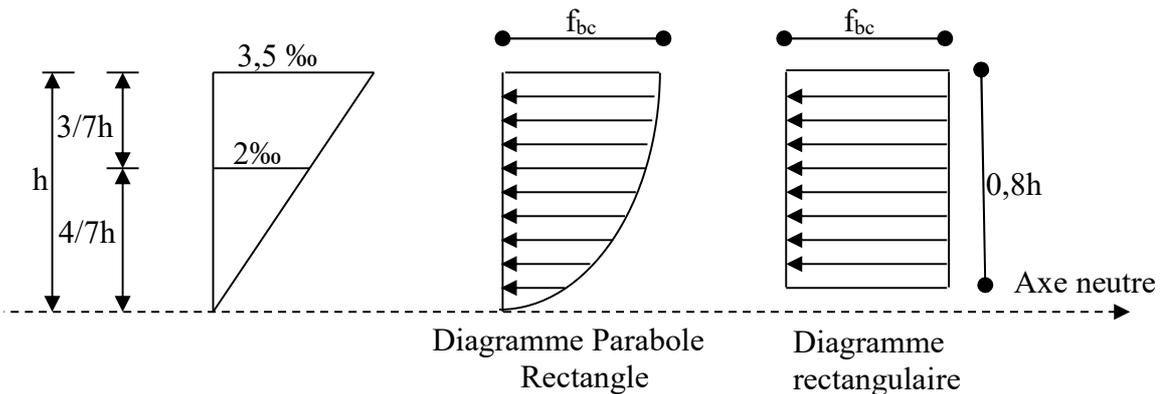


Figure I.4 : Diagramme rectangulaire

I.1.4.1.3- Contrainte admissible de cisaillement :

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

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

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

$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$ avec : b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.1.4.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton :

-Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

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

- Module de déformation différée :

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.1.4.1.5 - Coefficient de poisson :

$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$.

Avec :

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

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

Il est pris égal à 0,2 pour E.L.S (béton non fissuré)

à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

I.1.4.2- Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage, les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0.15à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25à0.40% de carbone.

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

- Acier naturel (fe E 215, fe E 235)
- Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L fe E500)
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s=200\ 000$ Mpa

I.1.4.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon_s)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s=1.15$ cas général.
- $\gamma_s=1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

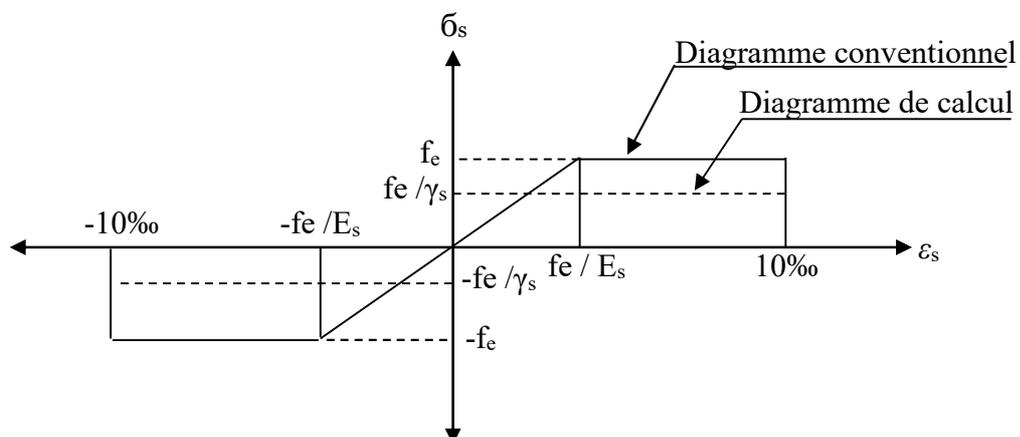


Figure I.5 : Diagramme de déformations – contraintes.

I.1.4.2.2- Contraintes limites de traction des armatures :

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

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

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

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pours ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

Poids volumique :

-Béton armé..... $\gamma_b=25$ KN/m³

-Béton non armé..... $\gamma_b=22$ KN/m³

-Acier..... $\gamma_b =78,5$ KN/m³

I.2-Etats limites :

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**

I-2.1- 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.

I-2.1.1- Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composé.

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

L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc}=10\text{‰}$ les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression.
- L'acier en traction est en compression.

I-2.1.2-Règles des trois pivots :

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

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

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

Tableaux I.1: Règles des trois pivots

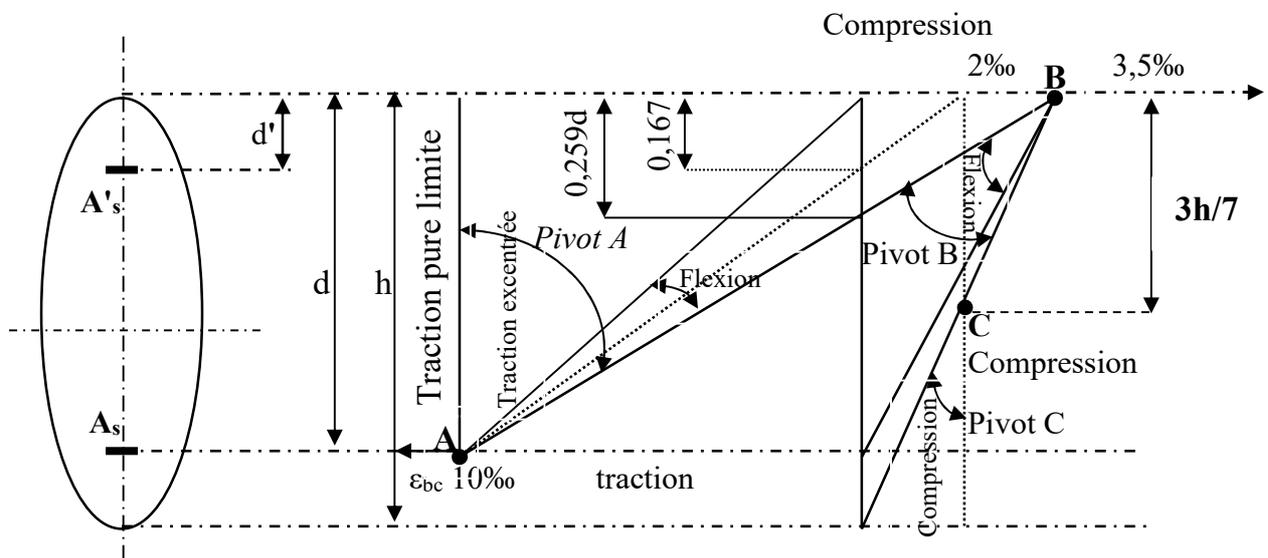


Figure : I.6 : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I-2.2- E.L.S :

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

I-2.2.1- Hypothèses de calcul :

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

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

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

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I-2.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**•Etat limite ultime :**

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

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

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G: \text{ charge permanente} \\ Q: \text{ charge d'exploitation} \\ E: \text{ effort de séisme} \end{array} \right.$$

II.1- Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé :

Pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une décente des charges et des surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II.2- Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers c'est l'ensemble horizontal de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation et les charges permanentes (cloisons, chapes revêtements...) et les transmettre sur les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...)

Dans ce projet les plancher sont des corps creux.

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

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

$$h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16\text{cm}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L_x : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{array} \right.$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, et l'on choisit des planchers à corps creux de type (16+4) cm constitué d'entre eux (corps creux) de 16 cm d'épaisseur et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II.3-Descente de charges :**II.3.1-charge permanente :****II.3.1.1-plancher terrasse inaccessible :**

1-Protection lourd en gravier roulé (5cm)	—————→	1.00 KN/m ²
2-Etanchéité multicouche (2cm)	—————→	0.12 KN/m ²
3-Forme de pente en béton léger (10cm)	—————→	2.00 KN/m ²
4-Isolation thermique en polystyrène (4cm)	—————→	0.16 KN/m ²
5-Plancher en corps creux +dalle de compression (16+4)	—————→	2.80 KN/m ²
6-Enduit de plâtre (2m)	—————→	0.2 KN/m ²

$$G_t = 6.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_t = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1.2-Plancher étage courant :

1-Revêtement en carrelage (2cm)	—————→	0.40 KN/m ²
---------------------------------	--------	-------------------------------

2-Mortier de pose (2cm)	→	0.40 KN/m ²
3-Lit de Sable sous mortier (2cm)	→	0.36 KN/m ²
4-Plancher en corps creux (16+4)	→	2.80 KN/m ²
5-Cloison en briques creuses (10 cm)	→	0.9 KN/m ²
6-Enduit en plâtre / sous plafond (2cm)	→	0.2 KN/m ²

$$G_e = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_e = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1.3-murs extérieur :

1-Enduit en plâtre extérieure (1.5cm)	→	0.27 KN/m ²
2- Brique creuse (15cm)	→	1.30KN/m ²
3-Enduit en plâtre intérieure (1.5cm)	→	0.27KN/m ²
4- Brique creuse (10cm)	→	0.27 KN/m ²

$$G = 2.75 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1.4-murs intérieur :

1-Enduit en plâtre extérieure (1.5cm)	→	0.27 KN/m ²
2- Brique creuse (15cm)	→	0.90KN/m ²
3-Enduit en plâtre intérieure (1.5cm)	→	0.27KN/m ²

$$G = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

II.3.1.5 : Escaliers :

A : Palier de repos :

Carrelage (20 cm)	→	0.40 KN/m ²
Mortier de pose (20cm)	→	0.40 KN/m ²
Lit de sable (18 cm)	→	0.36 KN/m ²
Poids propre du palier (25 cm)	→	3.75 KN/m ²
Enduit de ciment (10 cm)	→	0.2 KN/m ²

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

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

B : volée d'escalier (paillasse) :

Carrelage horizontale (20 cm)	→	0.40 KN/m ²
Carrelage ver (20cm)	→	0.23 KN/m ²

Mortier de pose (20 cm)	→	0.40 KN/m ²
Poids de marches (22 cm)	→	1.87 KN/m ²
Paillasse (25 cm)	→	4.45 KN/m ²
Enduite ciment (10 cm)	→	0.20 KN/m ²
Garde –corps	→	0.15 KN/m ²
		<hr/>
		G=7.70 KN/m²
		Q=2.50 KN/m²

II.3.1.6 : Balcons :

Dalles pleines (15 cm)	→	3.70 KN/m ²
Lit de sable (2 cm)	→	0.35 KN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	→	0.40 KN/m ²
Carrelage (2 cm)	→	0.43 KN/m ²
Enduit en ciment (1.50 cm)	→	0.30 KN/m ²
		<hr/>
		G=5.18 KN/m²
		Q=3.50 KN/m²

II.3.1.7 Acrotère :

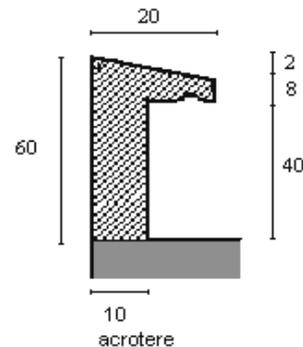
Surface d'acrotère :

$$S=(0.02 \times 0.2)/2 + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5)=0.068 \text{ m}^2$$

$$G=0.068 \times 25=1.70 \text{ KN/m}^2$$

$$G=1.70 \text{ KN/m}$$

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

**II.3.2-Surcharge d'exploitation :**

- 1) Surcharge d'exploitation du plancher courants (habitation) $Q= 1,50 \text{ KN/m}^2$
- 2) Surcharge d'exploitation du plancher terrasse $Q= 1.00 \text{ KN/m}^2$
- 3) Surcharge d'exploitation du plancher RDC et 1^{er} étage (commercial) $Q=5.00 \text{ KN/m}^2$

II.3.3-La dégression de la surcharge d'exploitation (D.T.R.B.C article 63) :

Dans les bâtiments à usage d'habitation et pour calculer l'ossature (Poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge \sum_n sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges si appliquée sur les différents niveaux :

$$Q = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2.n} \right] \times \sum_{i=1}^n Q_i$$

On adoptera pour le calcul :

Tableau II.1 : La loi de dégression

Niveau	La loi de dégression	Q(KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0 = 1 \text{ KN/m}^2$	1.00
06	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2.50
05	$Nq_2 = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$	3.85
04	$Nq_3 = q_0 + 0.9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5.05
03	$Nq_4 = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	5.80
02	$Nq_5 = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7.00
01	$Nq_6 = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7.75
RDC	$Nq_7 = q_0 + 0.71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8.45

Par application de la loi de dégression des surcharges on a : $Q = 8.45 \text{ KN/m}^2$

II.4- Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A 99(version 2003)** l'article : 7.5.1, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

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

On distinguera deux types de poutres :

a- Poutre principale : $L_{\max} = 5,75 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 3,95 \text{ m}$.

II.4.1-Sens longitudinal :

II.4.1.1-Poutre principale :

$$\begin{cases} L = 575 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 38.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 57.5 \text{ cm} \\ 16.20 \text{ cm} \leq b \leq 32.60 \text{ cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Condition vérifiée
 - $h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.
 - $\frac{h_t}{b} = 1.5 < 4$Condition vérifiée..
- Donc on prend la section des poutres principales **(30x45) cm²**

II.4.2- Sens transversal :

II.4.2.1- Poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 395 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 26,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 39.5 \text{ cm} \\ 12,6 \text{ cm} \leq b \leq 25,2 \text{ cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

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

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$Condition vérifiée
- $h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1.16 < 4$Condition vérifiée..

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm²**

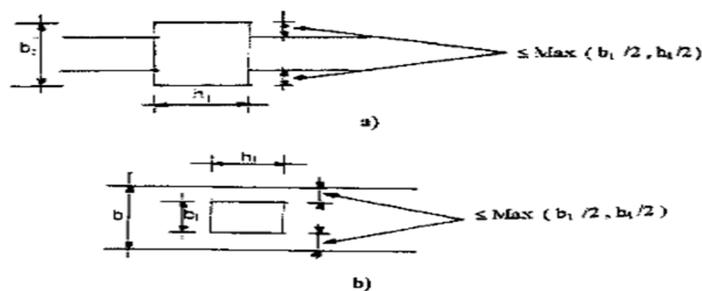


Figure II- 1 : Dimension à respecter (RPA)

II-5-Pré dimensionnement des poteaux :**II-5-1-Principe :**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On distingue trois (03) types de coffrage :

-**Type 01** : RDC-1^{er} et 2^{ème} étage.

-**Type 02** : 3-4-5-6-7^{ème} étage.

Pré-dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central)

- La surface est donnée par, (Figure II-5) :

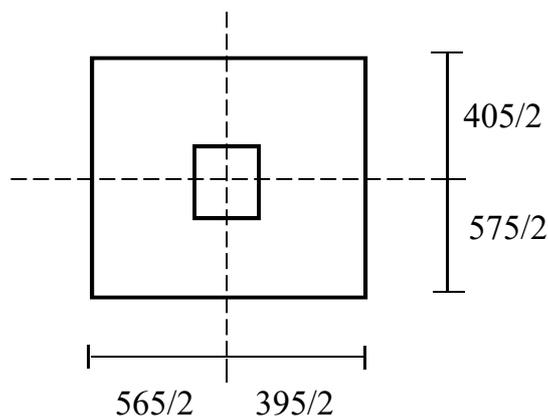


Figure II.2. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité

II-5-2- Surface du poteau le plus sollicité :

$$S = (2,82 + 1,91) \times (2,87 + 2,02)$$

$$S = 23,42 \text{ m}^2$$

II-5-3- Exemple de calcul :**a-Pré-dimensionnement des poteaux de type 01 :****a-1-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux N_u :****a-1-1-les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :**

- plancher terrasse : $G.S = 6,33 \times 23,42 = 148,24 \text{ kN}$

- plancher RDC+ étage courant : $n.G.S = 7 \times 5,11 \times 23,42 = 837,73 \text{ kN}$

$n=7$ (nombre de plancher d'étage courant)

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,10 (148,24 + 837,73) = 1084,56 \text{ kN}$$

a-1-2 -Les efforts de compression due charge d'exploitation N_Q :

Par application de la loi de dégression : $Q = 8,45 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \cdot Q \cdot S = 1,1 \times 8,45 \times 23,42 = 217,68 \text{ kN}$$

$$D'où : N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1084,56 + 1,5 \times 217,68$$

$$N_U = 1790,67 \text{ kN}$$

a-2-Détermination de la section du poteau (a, b) de type 01 :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

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

Avec :

- $(\alpha = f(\lambda))$.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

- i : $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- B : $(B = a \times b)$.

- γ_b : $(\gamma_b = 1,50)$situation durable.

- γ_s : $(\gamma_s = 1,15)$situation durable.

- f_e : $(f_e = 400 \text{ MPa})$.

- f_{c28} : $(f_{c28} = 25 \text{ MPa})$.

- Br : $(Br = (a - 0,02)(b - 0,02)) \text{ [m}^2\text{]}$.

b- Détermination de "a" :

b-1-Vérification de flambement :

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

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

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

$$B = a.b$$

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

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

On a: $L_0 = 3,06$ m;

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289 \times 50} = 14,82 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40 cm**

$$i = 0,289 \times 40 = 11,56 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0,7 L_0/i \Rightarrow 214,2 / 11,56 = 18,52 < 50 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c-Détermination de (b) :

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

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

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

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

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I (selon le RPA l'article 7.4.2.1)}$$

$$A_s = 0,7\% [38(b-2)] = 0,336(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{11,56} = 18,52 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(18,52/35)^2]$$

$$\alpha = 0,80$$

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

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{38(b-2) \times 25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,266(b-2) \times 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{38(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,266(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u = 63698,03(b-2) \text{ avec } N_u = 1790,67 \text{ kN}$$

$$b \geq 30,11 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 40cm.**

d- Vérification des conditions du « RPA99 version 2003 » :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1. < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Types	Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	A (cm)	B (cm)	Le choix (cm ²)
01	RDC	1084,56	217,68	1790,67	18,52	30,11	(40×40)
	1 ^{er}	1084,56	217,68	1790,67	18,52	30,11	(40×40)
	2 ^{ème}	1084,56	217,68	1790,67	18,52	30,11	(40×40)
02	3 ^{ème}	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(35×35)

	4 ^{ème}	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(35×35)
	5 ^{ème}	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(35×35)
	6 ^{ème}	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(35×35)
	7 ^{ème}	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(35×35)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 40**

Le tableau ci-dessous résume les dimensions des poteaux pris en compte pour les différents étages de la construction.

II.6-Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99/V03**, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception).

D'après le **RPA99** article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) » sont considérés comme des voiles.

Avec : L = Longueur du voile. , e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 **RPA99/V03** préconise une épaisseur minimale de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci- dessous :

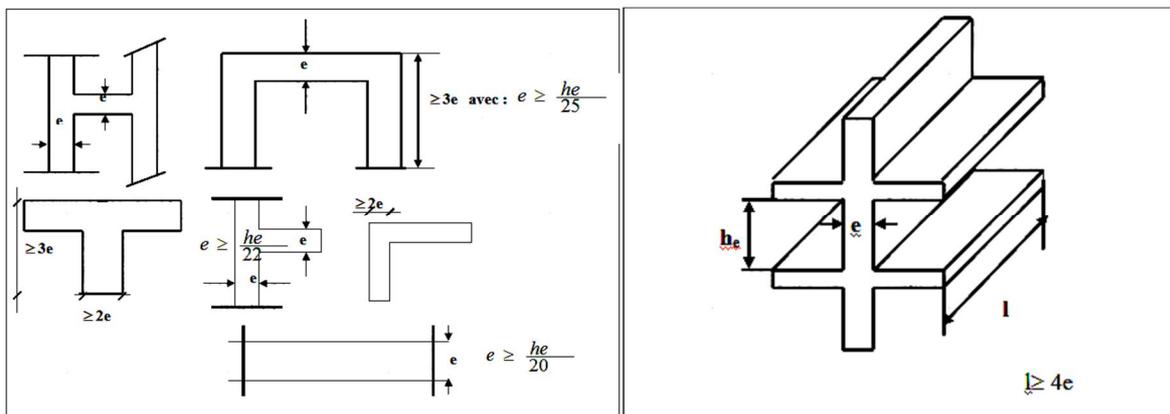


Figure II- 3 : Coupe de voile en plan

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,90 \text{ cm} \\ e_{\min} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

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

On adopte des murs voiles d'épaisseur $e=20$ cm pour RDC et les étages d'habitation.

Tableau II.3 : Dimensions des éléments porteurs

	<i>Sections</i>	<i>Sections</i>
<i>Poteaux</i>	RDC jusqu'au 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} au 7 ^{ème} étage
	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²
<i>Poutres principales</i>	(30x45) cm ²	
<i>Poutre secondaires</i>	(30x35) cm ²	
<i>Voiles</i>	20 cm	
<i>Plancher</i>	(16+4) cm	

II.7-Pré dimensionnement des escaliers :

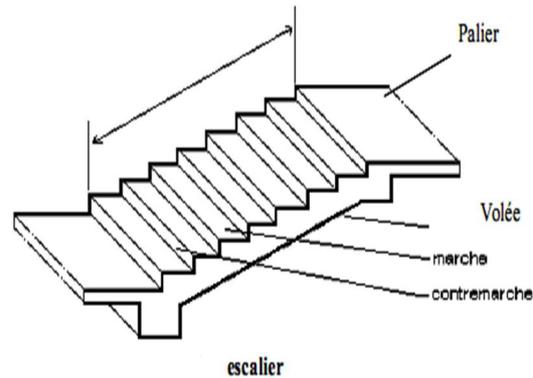


Figure II- 4 : Coupe au niveau de l'escalier

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- **L'emmarchement** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs.
- **Le giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.
- **La contremarche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives. La hauteur des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm. Dans le dimensionnement d'escalier, la contremarche est désignée par la lettre **H**.
- **La marche** : c'est la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. On distingue deux principaux types de marches :
 - La marche droite, de forme rectangulaire.
 - La marche balancée de forme trapézoïdale dans les escaliers balancés.

Dans notre projet on a 3 types d'escaliers :

- * **type 1** : escalier à deux volés contrariées avec un palier de repos.

Pour déterminer « g et h » on utilise la formule de BLANDEL :

$$59 < g+2h < 66 ; h \text{ varie de } 14 \text{ cm à } 20 \text{ cm.}$$

$$g \text{ varie de } 22 \text{ cm à } 33 \text{ cm}$$

h_e : Hauteur d'étage (3.06 m)

H_0 : De mi-hauteur d'étage. ($H_0 = h_e/2 = 3,06/2 = 1,53\text{m}$)

h : hauteur de la contre marche ($h = \frac{H_0}{n}$)

g : le giron ($g = 64 - 2h$)

n : nombre de contre marche.

$$64n^2 - (64 + 2xH_0 + L_0)n + 2xH_0 = 0$$

On aura 9 marches par volée

$$n = 9 \text{ marche ; } n - 1 = 8 \text{ contre marche}$$

$$\text{Hauteur de contre marche} \quad h = H_0/n = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Giron} \quad g = 64 - 2h = 64 - 34 = 30 \text{ cm}$$

La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm} = 2,4 \text{ m}$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = H_0/l = 153/240 = 0,64 \quad \alpha = 32,62^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

$L/30 < e < L/20$; avec l : La longueur de la paillasse.

$$l = \sqrt{l_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.84 \text{ m}$$

$$2.84/30 < e < 2.84/20$$

$$9.4 < e < 14.2 \quad ; \text{ ep} = 14 \text{ cm}$$

b) Epaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,84} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,84} \rightarrow 9,5$$

$$\leq e_v \leq 14,54$$

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

III.1-Introduction :

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

L'ensemble de ces éléments est énuméré comme suit :

- Escalier
- Acrotère
- Planchers (Poutrelles)
- Balcons
- Ascenseur

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismiques algériennes en vigueur (**RPA99 /version 2003**).

III.2- Escaliers :

L'escalier est calculé à la flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries.

Le type d'escalier de notre projet est :

- Escalier à deux volés contrariés avec un palier de repos.

III.2.1- Calcul de sollicitation :**III.2.1.1- calcul d'escalier type 1 :**

a-palier de repos : selon notre descente de charges

$$G = 5,11/\text{kn}/\text{m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kn}/\text{m}^2$$

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 G + 1,5Q = 10,65 \text{ kn}/\text{m}^2$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 7,61 \text{ kn}/\text{m}^2$$

b- Volée d'escalier : selon notre descente de charges

$$G = 7,7 \text{ KN}/\text{m}^2$$

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

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 G + 1,5Q = 14,15 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 10,2 \text{ kN}/\text{m}^2$$

III.2.1.1.1 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

a) Détermination des réactions :

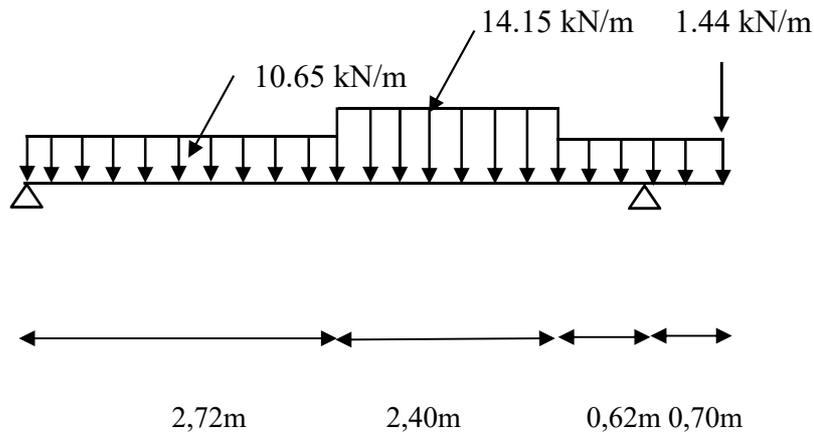


Figure III- 1 : Schéma statique

$$R_a + R_b = (10,65 \times 2,72) + (14,15 \times 2,40) + (10,65 \times 1,32) + 1,44 = 78,38$$

$$\sum M_a = -(R_b \times 5,74) - (1,4 \times 6,44) - (10,65 \times 0,70 \times 6,09) - (10,65 \times 0,62 \times 5,43)$$

$$- (14,15 \times 2,40 \times 3,92) - \left(10,65 \times \frac{2,72^2}{2}\right) \Rightarrow R_b = 52,64 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_a = 25,75 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Tableau III- 1: Méthode des sections -RDM

Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 2,72$		1
$2,72 \leq x \leq 5,12$		2
$0 \leq x \leq 0,70$		3

- Cas 1 : $0 \leq x \leq 2,72$

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - 10,65x + 25,75 = 0$$

$$T = +25,75 - 10,65x \Rightarrow T_0 = 25,75 \text{ kn}$$

$$x = 2,72 \Rightarrow T_{2,72} = -3,21 \text{Kn}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_0 + \frac{Pux^2}{2} - R_a x = 0$$

$$M_x = 25,75x - \frac{10,65x^2}{2} \Rightarrow M_0 = 0 \text{ KN}, m$$

$$x = 2,72 \Rightarrow M_{2,72} = 30,39 \text{ kN}, m$$

$$T = 0 \quad 25,75 - 10,65x = 0 \quad x = 2,41 \text{ m}$$

-Cas 2 : $2,72 \leq x \leq 5,12$

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - (10,65 \times 2,72) + (14,15(x - 2,72)) + 25,75 = 0$$

$$T = 38,48 - 24,8x \Rightarrow T_{2,72} = -7,98 \text{ kN}$$

$$x = 2,72 \Rightarrow T_{2,72} = -28,48 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow -M_x + \left(28,96 \left(x - \frac{2,72}{2} \right) \right) + \frac{14,15(x - 2,4)^2}{2} = 0$$

$$M_x = x^2 + 34x - 31,99$$

$$x = 2,72 \Rightarrow M_{2,72} = 67,83 \text{ kN}, m$$

$$x = 5,12 \Rightarrow M_{5,12} = 168,3 \text{ kN}, m$$

$$M_{max} = M_{1,55} = (1,55)^2 + (34 \times 1,55) - 31,99 = 23,11 \text{ KN}, m$$

$$T_{max} = 25,75 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{max} = 23,11 \text{ kN}, m$$

C) Moment en travée et sur appuis :

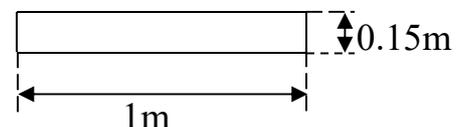
$$M_a = 0,4M_{max} = 0,4 \times 23,11 = 9,24 \text{ kn.m}$$

III.2.1.1.2- Calcul du ferrailage :

a : en travée :

Armatures principales (longitudinales) :

$$\mu = M_t / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 23,11 \times 10^3 / (100 \times (0,9 \times 15)^2 \times 14,17) = 0,09$$



$$\mu_1 = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

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

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

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,09 \rightarrow \text{pivot A} \quad \mathbf{A' = 0}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - 0,91) = 0,12$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = (0,9 \times 15) \times (1 - (0,4 \times 0,12)) = 12,86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{23,11 \times 10^3}{12,86 \times 348} = 5,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4T14 ; $S_t = 15 \text{ cm}$ ($A_s = 6,16 \text{ cm}^2$)

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 6,16 / 4 = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : 4T10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$)

B : sur appuis :

Armatures principale :

$$\mu = M_a / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 9,24 \times 10^3 / (100 \times (0,9 \times 15)^2 \times 14,17) = 0,03$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

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

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

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,03 \rightarrow \text{pivot A} \quad \mathbf{A' = 0}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - 0,96) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = (0,9 \times 15) \times (1 - (0,4 \times 0,05)) = 13,23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = (9,24 \times 10^3) / (13,23 \times 348) = 2,00 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T12 ; $S_t = 25 \text{ cm}$ ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$)

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$)

III.2.1.1.3- Vérifications diverses :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad A_s = 5,45 > 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$t_u^{max} = \frac{25,75 \cdot 10^{-3}}{1,00 \times 0,15} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u_{max}} \leq \bar{\tau}_u : \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification des contraintes à l'ELS :**c.1. Détermination de l'axe neutre x :**

Équation des moments statiques par rapport à la fibre neutre :

$$1/2 b x^2 + \eta A_s' (x-c) - \eta_s A_s (d-x) = 0 \quad A_s' = 0, \quad \eta = 15$$

$$(100/2) x^2 - 15 \times 5,16(13,5 - x) = 0 \Rightarrow x = 1,93 \text{ cm}$$

c.2 Calcul de moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I = 1/3 b x^3 + 15 A_s (d-x)^2 = 1/3 \times 100(1,93)^3 + 15 \times 6,78 (13,5-1,93)^2 = 13853,69 \text{ cm}^4$$

c.3 Calcul de la contrainte de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_b = \frac{9,77 \cdot 10^{-3}}{1,38 \cdot 10^{-4}} \times 0,0193 = 1,37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

c.4 Calcul des contraintes d'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - x) = 122,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

c.5 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{0,15}{3,8} = 0,039 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,005 \leq 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.2-Etude de La poutre palière :**III.2.2.1 Dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

L : la portée de la poutre L = 3,30 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22cm \leq h \leq 33cm \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15cm \leq b \leq 16,2cm \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45cm \\ b = 30cm \end{array} \right.$$

III.2.2.2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 45cm > 30cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{45}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.2.2.3 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre $R_b = 52,64 \text{ KN/m}$

On a : $q_u = 1,35 \times 2,62 + 1,5 \times 2,5 + 52,64 \text{ KN/m} = 59,92 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 2,62 + 2,5 + 52,64 = 57,76 \text{ KN/m}$

III.2.2.4 Calcul des sollicitations (E.L.U):

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 59,92 \times \frac{(3,30)^2}{8} = 81,56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 69,32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 32,62 \text{ KN.m}$$

III.2.2.5 Le Ferrailage :

Caractéristique	h = 45cm	b = 30cm	d = 0,9h = 40,5cm	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$F_e = 400 \text{ Mpa}$
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté}$
En travée	69,32	0,140	0,924	4,25	$A_s = 4,61 \text{ cm}^2$ soit 3T14
En appui	32,62	0,066	0,966	3,63	$A_s = 4,61 \text{ cm}^2$ soit 3T14

III.2.2.6 Vérifications :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée : $5,54 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2$

En appuis : $2,5 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$Q_{\text{ser}} = 57,76 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 57,67 \times \frac{(3,30)^2}{8} = 78,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,\text{ser}} = 0,85 \cdot 78,62 = 66,82 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot 78,62 = 31,44 \text{ KN.m}$$

En travée :

Position de l'axe neutre : $A_s = 4,61 \text{ cm}^2$; $d = 40,5 \text{ cm}$

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

$$y = 6,70 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 89025,1593 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{66,82 \times 10^3}{89025,1593} \times 7,60 = 5,70 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,70 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui :

$$A_s = 4,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 6,70 \text{ cm}$$

$$I_0 = 89025,1593 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{31,44 \times 10^3}{89025,1593} \times 7,60 = 2,68 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,68 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 59,92 \times \frac{3,30}{2} = 98,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{98,86 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,81 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{t28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

- **Armatures transversales At :**

-Diamètre des armatures At :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L \right\} = \min \{10 \text{ mm}, 30 \text{ mm}, 14 \text{ mm}\}$$

On prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

-Espacement St :

$$S_t \leq \min \{0,9 d, 40 \text{ cm}\} = \min \{28,35 ; 40\} \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15 \text{ cm}, 10 \varnothing_L\} = \min \{15; 14\} \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15 \varnothing_L = 21 \text{ cm} \text{ donc on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

-Ancrage des armatures tendues :

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

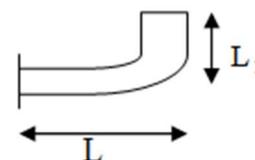
La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prévient une courbe égale à : $r = 5,5 \varnothing = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 8) = 19,8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 8 - 19,8}{1,87} = 6,45 \text{ cm}$$



-Calcul de la flèche :

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$35/300=0,12 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10.M_{0.SER}$	$0,12 > 66,82/10.78,62=0,084$	Condition Vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	$4,61/30.40,5=0,003 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche

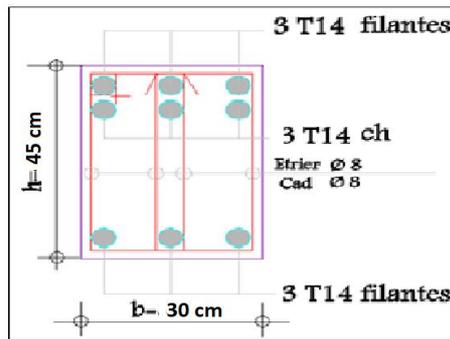


Figure III.2- Ferrailage de la poutre palière :(30x45) cm²

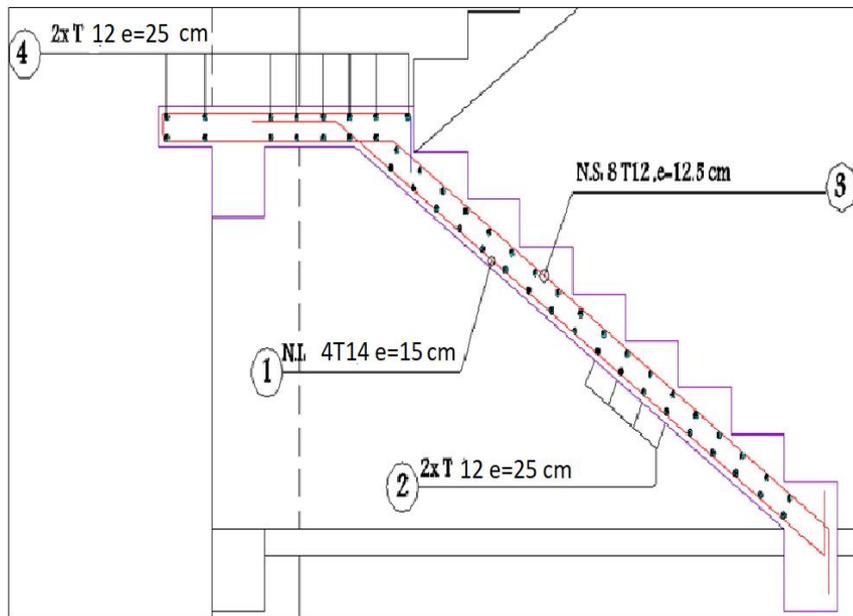


Figure III- 3 : Schéma de ferrailage d'escalier type (1)

III.3- Acrotère :**III.3.1-Définition :**

Le rôle le plus déterminant de l'acrotère c'est la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute. Comme il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml due à la main courante, provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.
Soit une section de (10 x 100 cm²) bande de 1m. Si les deux conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.2- Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément qui coiffe le bâtiment à sa partie supérieure.

G: poids propre =1,70 kN/ml

Q : surcharge d'exploitation=1 kN/ml

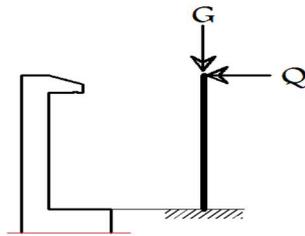


Figure III- 4 : Schéma statique de l'acrotère

Sollicitations :

ELU : $N_u = 1,35N_G = 1,35 \times 1,70 = 2,30 \text{ KN/ml}$

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

ELS : $N_{ser} = N_G = 1,70 \text{ KN/ml}$

$M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Le ferrailage est calculée flexion composée, en prenant en compte une fissuration préjudiciable.

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

$b = 1,00 \text{ m}$

$d = 0,07 \text{ m}$

$d' = 0,03 \text{ m}$

Excentricité : $e_{0u} = M_u / N_u = 0,9 / 2,3 = 0,39 \text{ m}$

$$e_{0ser} = M_{ser}/N_{ser} = 0,9/2,3 = 0,35 \text{ m}$$

$$e_p : \text{Epaisseur de l'acrotère} \quad \frac{e_p}{6} = \frac{0,10}{2} = 0,3m < 0,39 \text{ m}$$

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

Le calcul se fait en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant fictif, calculé par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser} = N_{ser} \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 1,7 \left[0,35 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right] = 0,629 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_{ser} - M_{ser} \leq (0,337h - (0,81c'))\sigma_{bc} \times b \times h$$

$$B \leq A$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(0,85 \times f_{c28})}{\gamma_b} = \frac{(0,85 \times 25)}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$B = (d - c')N_{ser} - M_{ser} = ((0,09 - 0,03) \times 1,7) - 0,6 = -0,498 \text{ kN.m}$$

$$A = ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))\sigma_{bc} \times b \times h$$

$$A = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,03))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$A = 13,32 \text{ kN.m}$$

$$B = -0,498 \text{ kN.m} < A = 13,32 \text{ kN.m} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée P.C et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b X h) = (100 x 10) cm².

III.3.2.1-Calcul du ferrailage à (E.L.S) :

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,6 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,7^2 \times 14,17} = 0,086$$

$$avec d = h - 2 = 0,10 - 0,03 = 0,07 \text{ cm}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

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

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

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,086 \rightarrow \text{pivot A} \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}}{0,8} = 0,113$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,07(1 - 0,4 \times 0,113) = 0,069 \text{ m}$$

Calcul d'armatures :

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,6 \cdot 10^{-3}}{0,069 \times 201,6} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{ij28} = 0,6 + 0,06 \times 2 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A \geq 0,23 \times f_{ij} \times (b \times d) / f_c A \geq 0,23 \times 2,1 \times 100 \times 8 / 400 = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{0,966 ; 0,33\} = 0,966$$

Donc on adopte : **4T6 e = 25** $A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 1,70 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2. \text{ Donc on adopte: } \mathbf{4T6 \ e = 25} \quad A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Vérification au cisaillement :

$$\text{fissuration préjudiciable : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,50 \times Q = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée ; les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

III.3.2.2 : Vérification des contraintes (E.L.S) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,45 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,55 \text{ kN.m}$$

a-Position de l'axe neutre y: y est la racine de l'équation

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50 y^2 + 25,5 y - 204 = 0 \rightarrow y = 1,78 \text{ cm}$$

b- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,78^3}{3} + (15 \times 1,70) \times (8 - 1,78)^2 = 1174,55 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{550}{1174,55} \times 1,78 = 0,83 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{550}{1174,55} \times (8 - 1,78) = 43,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2. 3 : Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **RPA 99/2003**, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

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

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,80$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,70 \text{ kN/m}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,70 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

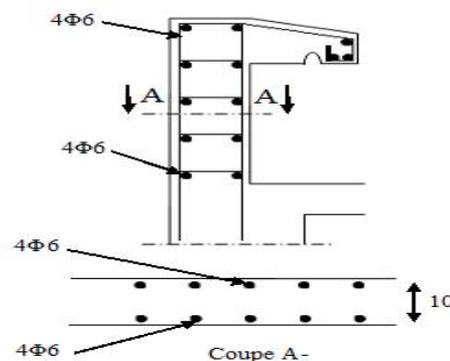


Figure III- 5 : Disposition des armatures dans l'acrotère

III.4-CALCUL DES PLANCHERS :

III.4.1-Introduction :

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

- **Fonction de résistance :** les planchers supportant leur poids propres et surcharges d'exploitation,

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, 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.

III.4.2-Dimensionnement des poutrelles :

- Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a un seul type de planchers à corps creux $h_t = 20 \text{cm}$

- 16cm : corps creux
- 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

- Hauteur du plancher $h_t = 20 \text{cm}$
- Épaisseur de la nervure $h_0 = 4 \text{cm}$
- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{cm}$

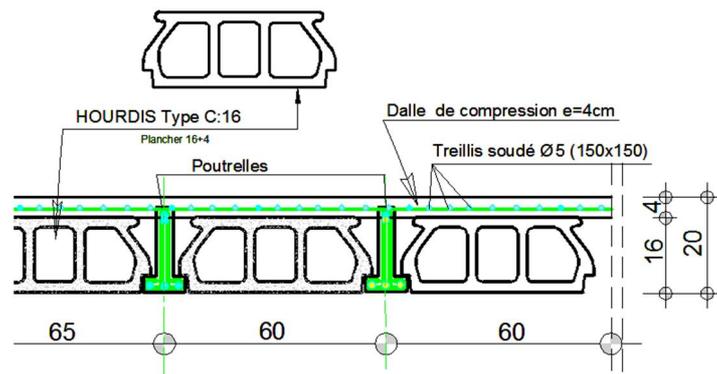


Fig. III.6- schéma d'un plancher à corps creux

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes :

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

$$L = 3,65 \text{ m} \quad l_1 = 60 \text{cm}$$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (60-12)/2 = 24\text{cm} \\ b_1 \leq 365/10 = 36,5\text{m} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$(1) \Rightarrow b = 2(24) + 12 = 60\text{cm}.$$

Donc : **b = 60 cm**

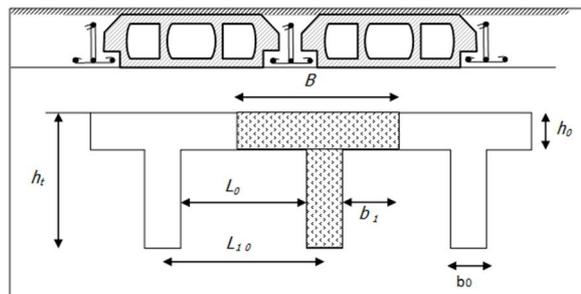


Figure III-7 : Dimensions d'un plancher à corps creux selon BAEL 91

III.4.3- Méthode de calcul des poutrelles :

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 la condition courante.

▪ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

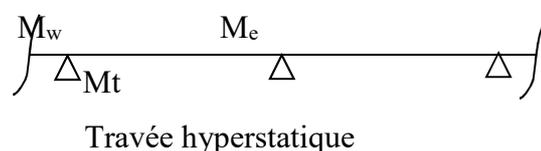
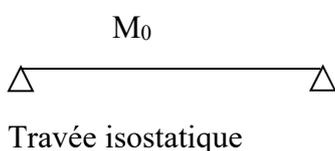
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

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

- 4 -La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul :

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



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

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

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

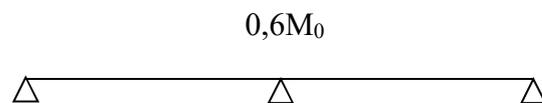
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

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

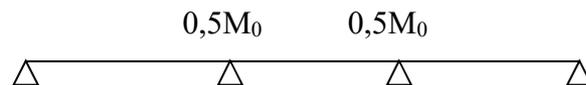
Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

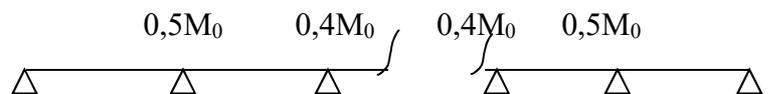
- cas de deux travées :



- cas de trois travées :



- cas de plus de trois travées :



Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

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

III.4.4 Calcul des poutrelles :

a-Combinaison de charges :

- **Plancher étage courant** : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,28 \text{ kN/ml}$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 5,90 \text{ kN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Plancher terrasse inaccessible** : $G=6,28 \times 0,65 = 4,08 \text{ kN/ml}$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/m}$$

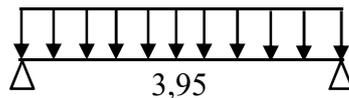
$$\begin{cases} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 7,00 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4.73 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b- Les types différents type de poutrelles :

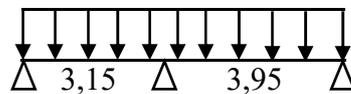
Notre construction comporte plusieurs types de poutrelles, ces poutrelles sont identiques au niveau de plancher étages courant (habitation) et plancher terrasse.

C₁.Plancher étage courant : $p_u = 5,90 \text{ Kn/m}$

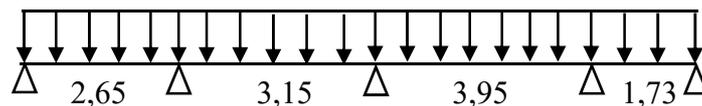
Type 1 :



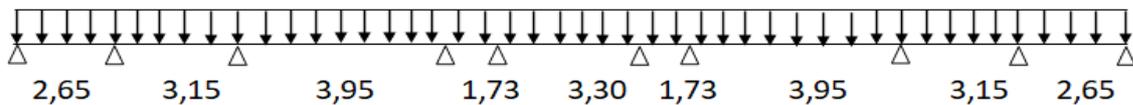
Type 2 :



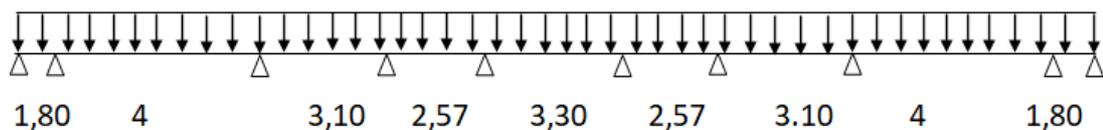
Type 3 :



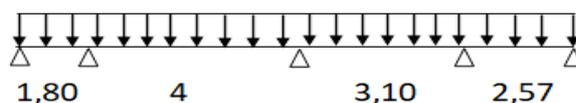
Type 4 :



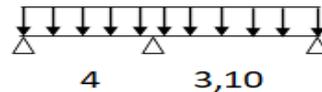
Type 5 :



Type 6 :



Type 7 :



c-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1. Les charges d'exploitations $Q \leq \max(2 \times G; 5KN/m^2)$ condition vérifiée
- 2. Poutrelles à inertie constante condition vérifiée
- 3. La Fissuration est peut préjudiciable condition vérifiée
- 4. Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ condition non vérifiée

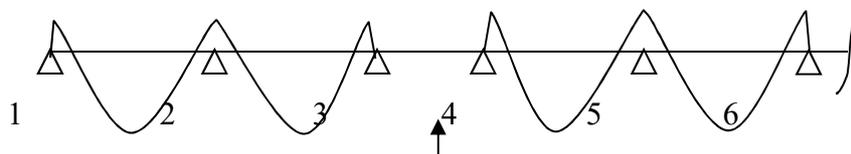
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait ; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour le reste des travées

▪ **Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :**

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 ; il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a - Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées : (travée intermédiaire)



Travée particulière

$$M_{a1} = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$M_{a2} = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023})$$

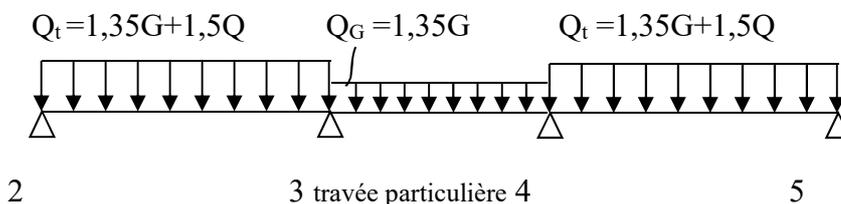
$$M_{a3} = 0,4 M_{023}$$

$$M_{a4} = 0,4 M_{045}$$

$$M_{a5} = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056})$$

On calcule le moment minimal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_{t34min} , on considère le chargement suivant



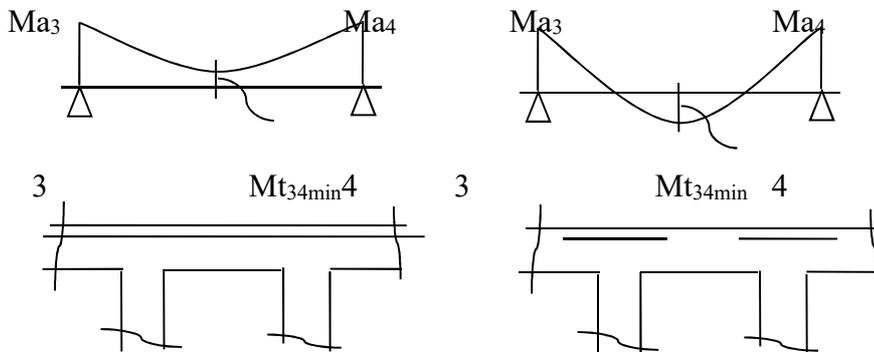
Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34min}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur :

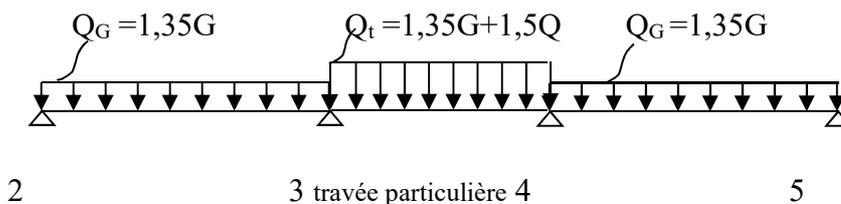
$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes :



On calcule le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment $M_{t_{34max}}$, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34max}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur :

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

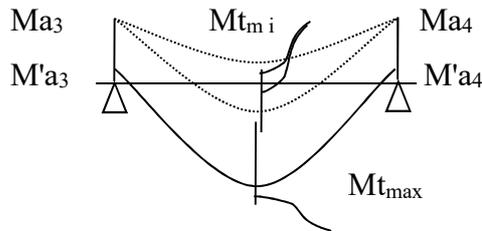
Avec : $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$$M'a_3 = 0,4\min (M_{023}, M_{034})$$

$$M'a_4 = 0,4\min (M_{034}, M_{045})$$

$$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2/8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2/8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2/8$$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$



b- Cas ou la travée particulière est une travée de rive :

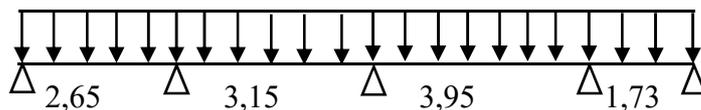
Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

III.4.5-calcul des sollicitations :

Un détail de calcul est fait pour le type 03 d'étage courant, les valeurs des autres types sont résumées dans le « Tableau III-2»

Exemple de calcul (Le calcul se fait à l'E.L.U)

Plancher étage courant ; type 03 (méthode forfaitaire modifiée)



a)-Cas déchargée :

■ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0AB} = Q_u \cdot L^2/8 = 5,90 (2,65)^2/8 = 5,18\text{Kn.m}$$

$$M_{0BC} = Q_u \cdot L^2/8 = 5,90 (3,15)^2/8 = 7,32\text{Kn.m}$$

$$M_{0CD} = Q_{ser} \cdot L^2/8 = 4,26 (3,95)^2/8 = 8,30\text{Kn.m}$$

$$M_{0DE} = Q_u \cdot L^2/8 = 5,90 (1,73)^2/8 = 2,21\text{Kn.m}$$

■ Calcul des Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,04\text{Kn.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 3,66\text{Kn.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,32\text{Kn.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 4,15\text{KN.m}$$

$$M_e = 0,2 M_{0DE} = 0,44\text{Kn.m}$$

- Calcul du moment minimal entravée CD: ($M_{t_{\min}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_{\text{ser}} \cdot L} = \frac{3,95}{2} + \frac{3,32 - 4,15}{4,26 \cdot 3,95} = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = Q_{\text{ser}} \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M_C \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_D \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = 4,26 \cdot 1,92 \left(\frac{3,95 - 1,92}{2} \right) - 3,06 \left(1 - \frac{1,92}{3,95} \right) - 3,83 \cdot \frac{1,92}{3,95} = 4,86 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire :

Sollicitation à l'E.L.U :

$$\begin{cases} Q_{\text{ult}} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 5,90 \text{ kN/ml.} \\ Q_{\text{ser}} = G + Q = 4,26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,06} = 0,22$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,06M_0 > 1,05M_0 \\ aM_0 = \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ aM_0 = \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{cases}$$

- Calcul des moments sur travées :

$$M_t \geq \max \left(\max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0) - \frac{M_W + M_E}{2} \right); aM_0$$

$$M_{t_{AB}} = \max \left(1,06M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2}; 0,63M_{0AB} \right) = \max(3,14; 3,26) = 3,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = \max \left(1,06M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2}; 0,53M_{0BC} \right) = \max(4,26; 3,87) = 4,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{DE}} = \max \left(1,06M_{0DE} - \frac{M_D + M_E}{2}; 0,63M_{0DE} \right) = \max(0,04; 1,39) = 1,39 \text{ kN.m}$$

b)-Cas chargée :

- Calcul des Moments isostatiques :

$$M'_{0AB} = Q_{\text{ser}} \cdot L^2 / 8 = 4,26(2,65)^2 / 8 = 3,73 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0BC} = Q_{\text{ser}} \cdot L^2 / 8 = 4,26(3,15)^2 / 8 = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0CD} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,90(3,95)^2 / 8 = 11,50 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0DE} = Q_{\text{ser}} \cdot L^2 / 8 = 4,26(1,73)^2 / 8 = 1,59 \text{ KN.m}$$

- Calcul des Moments sur appuis :

$$M'_A = 0,2M'_{0AB} = 0,75 \text{Kn.m}$$

$$M'_B = 0,5 \min(M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 1,83 \text{Kn.m}$$

$$M'_C = 0,4 \min(M'_{0BC}, M'_{0CD}) = 2,11 \text{Kn.m}$$

$$M'_D = 0,5 \min(M'_{CD}, M'_{DE}) = 0,79 \text{Kn.m}$$

$$M'_E = 0,2M'_{0DE} = 0,31 \text{Kn.m}$$

▀ Moment en travée particulière CD : ($M_{t \max}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_C - M'_D}{Q_u \cdot L} = \frac{3,95}{2} + \frac{2,11 - 0,79}{5,90 \cdot 3,95} = 2,03 \text{m}$$

$$M_{t \max}(x) = Q_u \cdot x \left(\frac{L-x}{2} \right) - M'_C \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_D \frac{x}{L}$$

$$M_{t \max}(x) = 5,90 \cdot 2,03 \left(\frac{3,95 - 2,03}{2} \right) - 2,11 \left(1 - \frac{2,03}{3,95} \right) - 0,79 \cdot \frac{2,03}{3,95} = 10,07 \text{Kn.m}$$

Effort tranchant:

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{L} + \frac{Q_u l}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{L} - \frac{Q_u l}{2}$$

• Travée (AB):

$$\begin{cases} T_w = (1,04 - 3,66)/2,65 + 5,90 \cdot 2,65/2 = 6,83 \text{ KN} \\ T_e = (1,04 - 3,66)/2,65 - 5,90 \cdot 2,65/2 = -8,81 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (3,66 - 3,32)/3,15 + 5,90 \cdot 3,15/2 = 9,40 \text{ KN} \\ T_e = (3,66 - 3,32)/3,15 - 5,90 \cdot 3,15/2 = -9,18 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (CD): (particulière)

✓ T_{\min} (travée déchargée)

$$\begin{cases} T_w = (3,32 - 4,15)/3,95 + 4,26 \cdot 3,95/2 = 8,41 \text{ KN} \\ T_e = (3,32 - 4,15)/3,95 - 4,26 \cdot 3,95/2 = -8,62 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ T_{\max} (travée chargée)

$$\begin{cases} T_w = (2,11 - 0,79)/3,95 + 5,90 \cdot 3,95/2 = 11,99 \text{ KN} \\ T_e = (2,11 - 0,79)/3,95 - 5,90 \cdot 3,95/2 = -11,31 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (DE):

$$\begin{cases} T_w = (4,15 - 0,44)/1,73 + 5,90 \cdot 1,73/2 = 7,25 \text{ KN} \\ T_e = (4,15 - 0,44)/1,73 - 5,90 \cdot 1,73/2 = -2,96 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau.III.2- résumé des efforts internes des poutrelles

Type	Travée	Appuis	L(m)		M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _{max}
1	AB	A	3.95		2,3		11,65	-11,65	11,50	9,89	M _{amax} =2,3
		B				2,3					M _{t max} =9,89 T _{max} =11,65
2	AB	A	3.15		0,46		8,88	-9,69	2,32	1,46	M _{amax} =1,74
		B				1,7 4					M _{t max} =1,92 T _{max} =11,94
	BC	B	3.95		1,74		11,94	-11,35	2,91	1,92	
		C				0,5 8					
3	AB	A	2.65		1,04		6,83	-8,81	5,18	3,26	M _{amax} =4,15
		B				3,6 6					M _{t max} =10,07 T _{max} =11,99
	BC	B	3.15		3,66		9,40	-9,18	7,32	4,26	
		C				3,3 2					
	CD	C	3.95	MIN	3,32		8,41	-8,62	8,30	4,86	
		D		MAX		4,1 5					11,99
	DE	D	1.73		4,15		7,25	-2,92	2,21	1,39	
		E				0,4 4					
4	AB	A	2.65		1.04		6.83	-8.80	5.18	5.49	M _{amax} =4.6
		B				3.6 6					M _{t max} =10.02 T _{max} =11.96
	BC	B	3.15		3.66		9.40	-9.18	7.32	4.27	
		C				3.3 2					
	CD	C	3.95	MIN	3.32		8.41	-8.41	8.30	4.98	
		D		MAX		3.3 2					11.96
	DE	D	1.73	MIN	3.32		4.27	-3.10	1.59	-1.18	

		E		MAX		2.3 1	5.10	-5.10		1.32	
	EF	E	3.30	MIN	2.31		7.03	-7.03	5.79	3.48	
		F		MAX		2.3 1	9.73	-9.73		7.15	
	FG	F	1.73	MIN	2.31		2.36	-5	1.59	-1.65	
		G		MAX		4.6	5.10	-5.10		0.71	
	GH	G	3.95		4.6		11.65	-11.65	11.50	7.59	
		H			4.6						
	HI	H	3.15		4.6		9.59	-8.99	7.32	3.87	
		I			3.6 6						
	IJ	I	2.65		3.66		8.81	-6.83	5.18	3.27	
		J			1.0 4						
5	AB	A	1.80	MIN	0.34		1.65	-6.01	1.72	-2.23	$M_{amax}=4.26$ $M_{t\ max}=8,51$ $T_{max}=11.58$
		B		MAX		4.2 6	4.91	-5.71		1.21	
	BC	B	4.00	MIN	4.26		8.73	-8.30	8.52	8.51	
		C		MAX		3.4 0	11.58	-12.01		6.91	
	CD	C	3.10		3.40		9.32	-8.96	7.08	4.38	
		D			2.8 3						
	DE	D	2.57	MIN	2.83		5.67	-5.27	3.51	0.40	
		E		MAX		2.3 1	7.58	-7.58		2.30	
	EF	E	3.30	MIN	2.31		7.03	-7.03	5.79	3.48	
		F		MAX		2.3 1	9.94	-9.52		4.17	
FG	F	2.57		2.31		7.68	-7.47	4.87	2.98		
	G			2.0 4							

	GH	G	3.10	MIN	2.04		6.16	-7.04	5.11	4.14	
		H		MAX			3.40	8.63		-9.65	
	HI	H	4.00	MIN	3.40		8.30	-8.73	8.52	4.67	
		I		MAX			4.26	12.29		-11.30	
	IJ	I	1.80		4.26		7.41	-3.20	2.38	1.49	
	J										
6	AB	A	1.80	MIN	0.34		1.65	-6.01	1.72	-2.23	$M_{amax}=4,26$ $M_{t\ max}=7,21$ $T_{max}=11,58$
		B		MAX			4.26	4.91		-5.71	
	BC	B	4.00	MIN	4.26		8.73	-8.30	8.52	4.66	
		C		MAX			3.40	11.58		-12.01	
	CD	C	3.10		3.40		9,09	-9,19	7.08	7.21	
		D						3.54			
DE	D	2.57		3.54		2,28	-0,28	4.87	5.24		
	E						0.97				
7	AB	A	4.00	MIN	1.70		5,11	-11,93	8.52	4.85	$M_{amax}=5,11$ $M_{t\ max}=4,85$ $T_{max}=10,94$
		B		MAX			5.11	10,94		-11,98	
	BC	B	3.10		5.11		10,33	-7,95	7.08	4,46	
C										1.41	

III.4.6-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ En travée :

L'étude d'une section en T nécessite de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 60 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 12,34 \text{ K n.m} < 54,51 \text{ Kn.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \max} = 12,34 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12340}{60 \times 18^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \quad A'$$

$$= 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 0,088}}{0,8} = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,0225) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{12,34 \times 10}{0,18 \times 348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{4,15 \times 10}{0,17 \times 348} = 0,70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 0,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

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

III.4.7-Armature transversale :

$$T_u = 11,99 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \frac{11,99 \times 10}{12 \times 18} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 4Ma) = \min(3,25; 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (Condition vérifiée).}$$

Espacement S_t :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{\tau_u} = \frac{0,8 \times 1,57 \times 400 \cdot 10^{-4}}{0,55} = 0,091 \text{ m} \Rightarrow 9,10 \text{ cm}$$

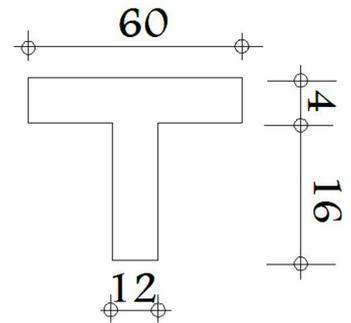
On a aussi, $S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) = 5,70 \text{ mm}$$



On prend : épingle en $\varnothing 6$

Vérification de la flèche : d'après BAEL91

$$h_t / L > M_t / 15M_0 \Rightarrow 0,2 / 3,95 = 0,050 > 0,7M_0 / 15M_0 = 0,046 \quad \text{C.V}$$

$$3,6 / f_e \geq A / b_0 \Rightarrow 3,6 / 400 = 0,009 \geq 2,35 / (60 \times 18) = 0,002 \quad \text{C.V}$$

$$h_t / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow 0,2 / 3,65 = 0,052 > 1 / 22,5 = 0,044 \quad \text{C.V}$$

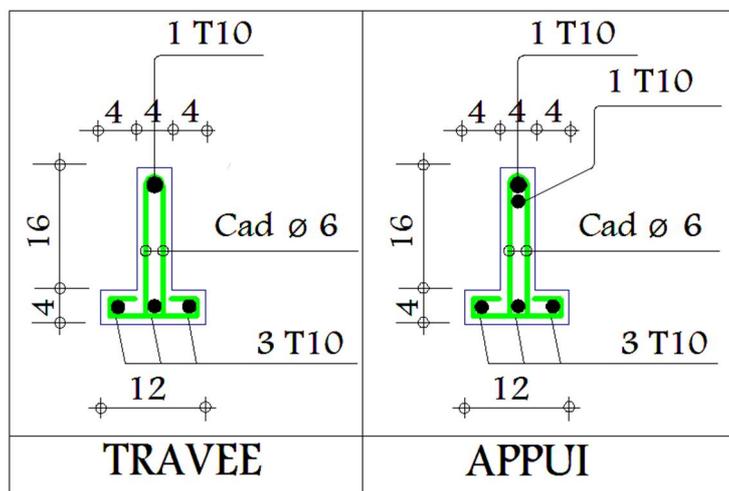


Figure III- 8 : Ferrailage des poutrelles (plancher étage courant)

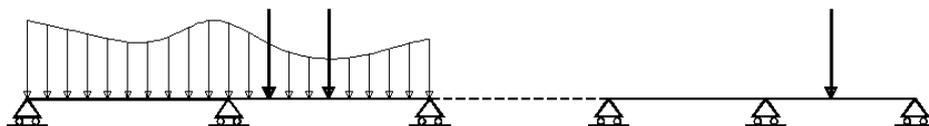
III.4.7-Etude des poutrelles Plancher à corps-creux (terrasse)

III.4.7.1-Méthodes de calcul

Puisque la fissuration est très préjudiciable dans ce plancher, on peut pas utiliser la méthode forfaitaire pour calculer les poutrelles, alors on doit utiliser une autre méthode appelée la méthode des trois moments.

III.4.7.2-Hypothèses :

Prenons le cas d'une poutre droite posée sur (N+2) appuis simples chargés par des forces concentrées ou réparties dont la direction est perpendiculaire à l'axe de la poutre.



Le problème posé possède une mobilité correspondant à la translation suivant l'axe de la poutre.

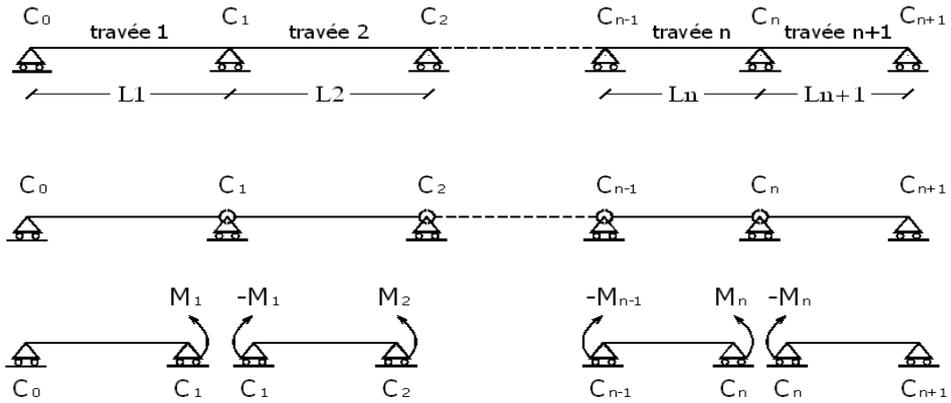
Si cette mobilité est gênante, il suffit de remplacer une liaison ponctuelle par une rotule.

Le problème se situe dans le plan (x, y) et à flexion dominante. L'inertie de section et le module d'élasticité sont constants sur la poutre.

➤ **Notations des appuis**

Les appuis sont notés C_0, C_1, \dots, C_{n+1} .

La portion de poutre = $[C_{i-1}, C_i]$ est la travée i de longueur L_i



Le problème est hyperstatique d'ordre N , on utilise la méthode des forces avec une décomposition particulière.

➤ **Décomposition du problème**

Plutôt que de considérer que le problème isostatique associé est une poutre sur deux appuis, dans ce cas les inconnues hyperstatiques seraient N réactions d'appuis on introduit une rotule entre chaque Travée au droit des appuis C_1 à C_n .

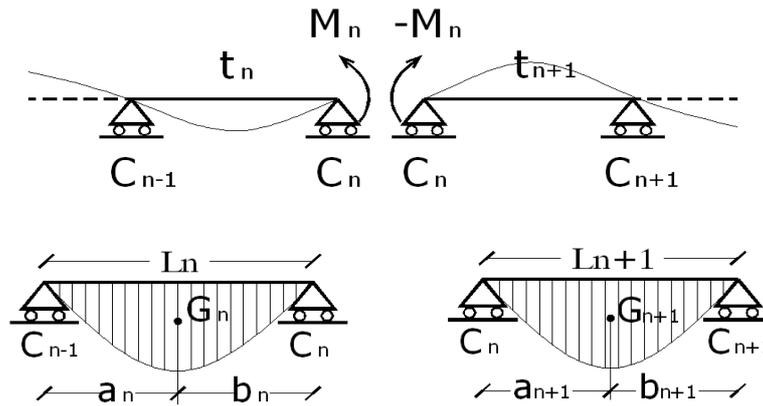
Le problème isostatique associé correspond à $N + 1$ poutres sur deux appuis correspondant à chaque travée. Les inconnues hyperstatiques sont les moments M_i exercés par la travée $i+1$ Sur la travée i . Le moment exercé par la travée i sur la travée $i+1$ étant $-M_i$

Les moments M_i sont également les moments fléchissant du problème hyperstatique au droit des appuis.

➤ **Equations de continuité de la rotation**

Les inconnues M_i sont calculés de façon à ce que la rotation de section soit continue

$(\theta' = \theta'') \dots \dots \dots (1)$



G_n, G_{n+1} : les centre d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont des distances entre centre de gravités et les appuis adjacent.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

D'où : q : le chargement des travées.

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

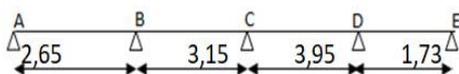
$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

- Etude des poutrelles plancher terrasse
- Exemple de calcul

Type3 :



Exemple de calcul

Pour La plancher terrasse : $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- Sollicitation à l'E.L.U

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,06) + (1,5 \times 1,5) \times 0,65 \dots \Rightarrow q_u = 5,90 \text{ KN/ml}$$

• Sollicitation à l'E.L.S

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (5,06 + 1,5) \times 0,65 \dots \Rightarrow q_{ser} = 4,26 \text{ KN/ml}$$

Type (01) : poutrelles à 6 travées

Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{(n-1)} \cdot L_n + 2M_n \left(L_n + L_{(n+1)} \right) + M_{(n+1)} \cdot L_{(n+1)} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{(n+1)} \cdot b_{(n+1)}}{L_{(n+1)}} \right] \dots (1)$$

• Partie A B et BC

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 5,17 \text{ KN.m}$$

$$a_n = 1,32 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 9,13 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 07,31 \text{ KN.m}$$

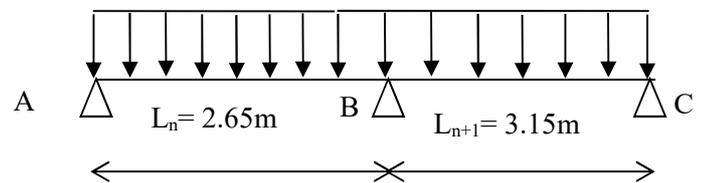
$$a_{n+1} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 15,35 \text{ m}^2$$

$$M_A = -0,2M_0^{AB} = -1,03$$

$$2,65 M_A + 11,6M_B + 3,15M_C + 73,2 = 0 \dots (1)$$

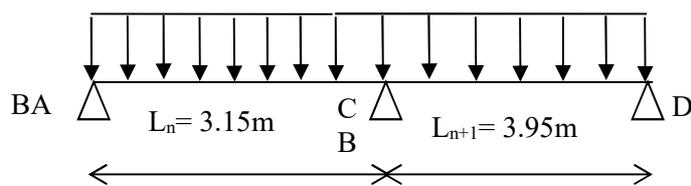
$$Q_t = 5,90 \text{ KN/ml}$$



• Partie BC et CD

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 07,31 \text{ KN.m}$$

$$Q_t = 5,90 \text{ KN/ml}$$



$$a_n = 1,57 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{BC} = 15,35 \text{ m}^2$$

$$M_0^{CD} = Ql^2/8 = 11,50 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,97 \text{ m}$$

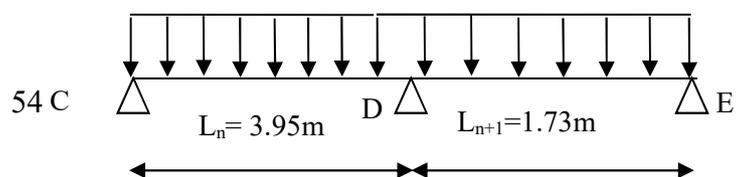
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 30,28 \text{ m}^2$$

$$3,15M_B + 14,2M_C + 3,95M_D + 136,51 = 0 \dots (2)$$

• Partie CD et DE

$$Q_t = 5,90 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{CD} = Ql^2/8 = 11,50 \text{ KN.m}$$



54 C

$$a_n = b_n = 1.97 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{CD} = 30.28 \text{ m}^2$$

$$M_0^{DE} = Ql^2/8 = 2.20 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 0.86 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 2.53 \text{ m}^2$$

$$M_E = -0.2M_0^{AB} = -1.03$$

$$3.95M_C + 11.36M_D + 1.73M_E + 98.15 = 0 \dots \dots \dots (3)$$

- **Les moments sur appuis**

$$M_A = -1.03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -6.98 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -6.14 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -1.03 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée**

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 2.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = [(M_D + M_E)/2] + M_0^{DE} = -1.38 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} : \begin{cases} T_W = \frac{M_A - M_B}{L} + Q \frac{L}{2} = 09.00 \text{ KN} \\ T_E = \frac{M_A - M_B}{L} - Q \frac{L}{2} = -4.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} : \begin{cases} T_W = 10.18 \text{ KN} \\ T_E = -8.40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} : \begin{cases} T_W = 11.43 \text{ KN} \\ T_E = -11.86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} : \begin{cases} T_W = 2.14 \text{ KN} \\ T_E = -8.05 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableaux III.3 récapitulation des résultats du plancher terrasse

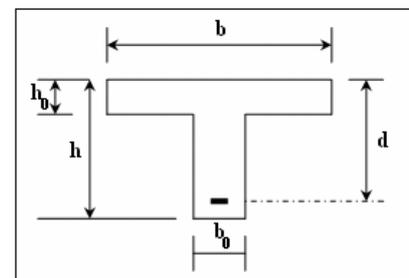
Usage	Type	E.L.U				E.L.S		
		M _{a-rive} (KN.m)	M _{a-inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	T _u (KN)	M _{a-rive} (KN.m)	M _{a-inter} (KN.m)	M _t (KN.m)
Terrasse	03	1.03	6.98	4.94	11.86	1.88	7.72	6.65
inaccessible	Max	0.47	11.01	7.98	18.65			

• **Calcul du ferrailage des poutrelles**

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **Té** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S

Sollicitations de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 7.98 \text{KN.m} \\ \text{E.L.U : } M_{appui-rive} = 0.47 \text{KN.m} \\ M_{appui-inter} = 11.01 \text{KN.m} \\ T_{max} = 18.65 \text{KN} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 6.65 \text{KN.m} \\ \text{E.L.S : } M_{appui-rive} = 1.88 \text{KN.m} \\ M_{appui-inter} = 7.72 \text{KN.m} \end{array} \right.$$



Géométrie :

- Largeur de la poutrelle $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

E.L.U.R

- **En travée**

Moment équilibré par la table « M_t »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} (d - h_0 / 2)$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$F_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58.94 \text{KN.m}$$

$$M_{tmax} = 6.74 \text{KN.m} < 58.94 \text{KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7.98 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,17} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,989$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.98 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T10 = 2,35 cm²/ml**

Condition de non fragilité (section en Té)

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

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,24 \text{ cm}$$

$$I = 14470,87 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,24 = 13,76 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,34 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Le choix : 3T10 = 2,36 cm²/ml

- **Sur appui intermédiaire**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11.01 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,199 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,364 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,761$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.01 \times 10^3}{0,761 \times 18 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Le choix: 2T16= 4.02 cm²/ml

Condition de non fragilité (section en T_e)

$$A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 4.20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$

Le choix: 2T16= 4.02 cm²/ml

- **Sur appuis de rive**

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{0.47 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 12} = 0,008 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,052 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,973$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.47 \times 10^3}{0,973 \times 21,6 \times 348} = 0.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0.47 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée .}$

Le choix 2T12= 1.13 cm²/ml

III.4.7.3-Vérification a l'E.L.S :

- **En travée**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$y = 3.54 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3.54)^3 + 15 \times 2,67 (21,6 - 3.54)^2 = 8348.78 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{6.37 \times 10^3}{8348.78} \times 3.54 = 2.70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis**

Position de l'axe neutre

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

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad \eta = 15 \quad ; \quad A' = 0 \quad ; \quad A = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$32,5 y^2 - 15 \cdot 1,13 (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4.58 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3,10)^3 + 15 \times 1,13 (21,6 - 3,10)^2 = 13683,26 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a ser}}{I_G} y = \frac{12,73 \times 10^3}{13683,26} \times 4.58 = 4.26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} .$$

➤ **Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 17.92 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17,92 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,691 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,691 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales A_t**

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \phi_l)$$

$$\phi_t \leq \min(240/35; 140/10; 8) = 6,86 \text{ mm.}$$

on adopte: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

➤ **Calcul des espacements**

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

➤ **Vérification de la flèche**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{576} = 0,042 \geq 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{576} = 0,042 \geq \frac{8,92}{15 \cdot 17,38} = 0,034 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 21,6} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Puisque la portée maximale est supérieure à 5m la flèche n'est pas vérifiée donc on doit multiplier la flèche admissible par 0,8, la 1^{ère} condition devienne :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \times 0,8 \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{576} = 0,042 \geq 0,035 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.8- Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Condition du BAEL91

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ Avec } (L_1 \text{ en cm})$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2 ; F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_R = A_1/4 = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte pour un treillis soudés de diamètre $\text{Ø}6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

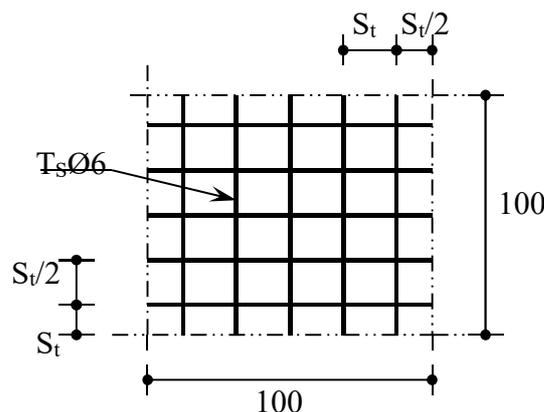


Figure III.9 : Ferrailage de la dalle de compression

III.5-Balcon:

III.5.1-Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Les balcons peuvent se trouver dans un projet en plusieurs types selon deux critères:

a- Critère architectural : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir).

b- Critère de résistance : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console -sur trois appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 16\text{cm}$

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

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon :

-Balcon en console, d'une longueur de 1,30

III.5.2- Ferrailage :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige...).
- Le calcul s'effectuera donc à ELS et ELU.

Comme la fissuration est préjudiciable, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration = 1,6 pour les armatures à haute adhérence

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right\}$$

$$\sigma_s = 201,6 \text{ MPa}$$

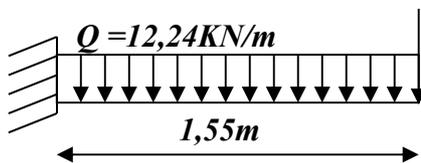
✓ Évaluation des charges :

$$G = 5,18 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } G = 5,18 \text{ kN/m} \quad Q = 3,50 \text{ kN/m}$$

Type 1 :

✓ Schéma statique :



✓ Combinaisons des charges :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 3,5 = 12,24 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 5,18 + 3,5 = 8,68 \text{ kN/ml}$$

$$M_{u \text{ max}} = - (P_u \times L^2) / 2 = - (12,24 \times 1,55^2) / 2 = - 14,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{s \text{ max}} = - (P_{\text{ser}} \times L^2) / 2 = - (8,68 \times 1,55^2) / 2 = - 10,42 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l = 18,97 \text{ KN}$$

➤ **État Limite Ultime :**

$$d = 0,9 h = 0,135 \text{ m}$$

$$b \times h = 1,00 \times 0,15 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{ult}} = -14,70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14700}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 0,05}}{0,8} = 0,064$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,025) = 0,14 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{14,70 \times 10}{0,14 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

➤ **État Limite De Service :**

$$M_{\text{ser}} = -10,42 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 201,6 \text{ MPa}$$

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

$$y_1 = \frac{\eta\sigma_{bc}}{\eta\sigma_{bc} + \sigma_s} \times d$$

$$y_1 = (15 \times 15 / (15 \times 15 + 201,60)) \times 0,135 = 0,071 \text{ m}$$

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3}$$

$$Z_1 = 0,135 - 0,071/3 = 0,111 \text{ m}$$

Moment limite :

$$M_1 = by_1 \frac{\sigma_{bc}}{2} \left(d - \frac{y_1}{3} \right)$$

$$M_1 = 1,00 \times 0,071 \times (15/2)(0,135 - 0,071/3) = 0,059 \text{ MN.m}$$

$$M_1 = 59,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 10,42 < M_1 = 59,28 \text{ kN.m} \quad \text{donc: } A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z_1 \times \sigma_s}$$

$$A_s = 10,42 \cdot 10 / 0,111 \times 201,6 = 4,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : T10 e = 15 cm $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

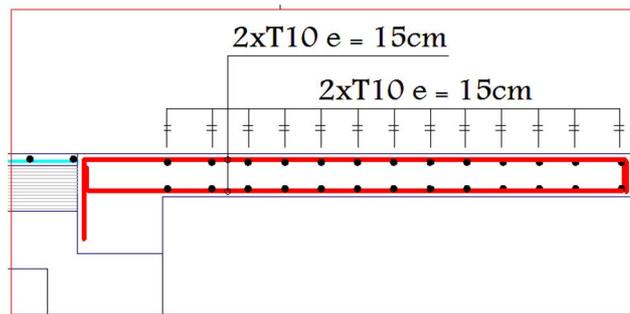


Figure III.10- ferrailage de balcon

On a des seconds types de balcon :

Les mêmes étapes ont été suivies, les résultats sont les même.

III.6.Cage d'ascenseur

III.6.1 définition :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

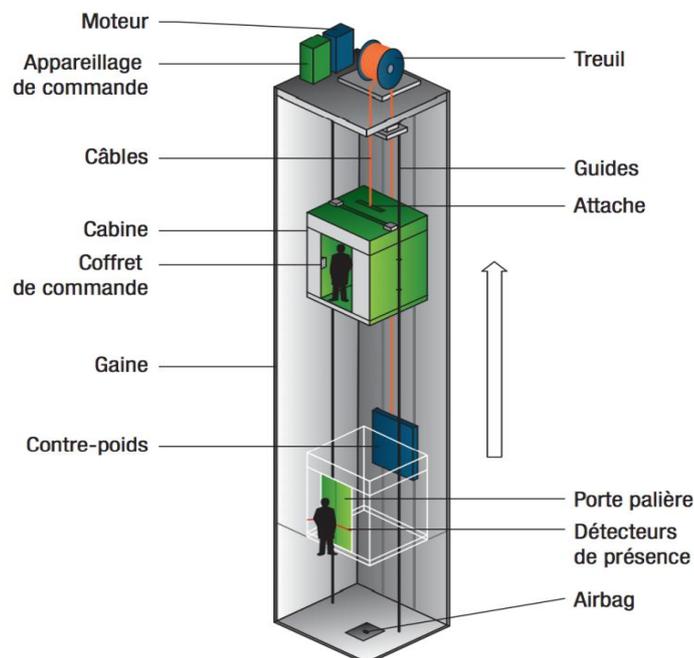


Fig. III.11: Schéma d'un ascenseur.

III.6.2 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constituer de :

- Treuil de levage et sa poulie ;

- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

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

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

Q : La charge en cabine ;

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

D'après la norme (NFP75-2), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1,5 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 24,48 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$.

On prend $h_0 = cm$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau III.4 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine :	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids du plancher :	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 4,61 = 507,8 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 4,61 = 92,2 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1230,8 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1230,8 + 675/2 = 1568,3 \text{ kg}$

III.6.3 Calcul de la charge total q_u :**III.6.3.1 Calcul de la charge de rupture :**

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

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

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

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

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

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

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1230,8) = 22869,6 \text{ kg}$$

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

$$C_r = \frac{22869,6}{0,85} = 26905,41 \text{ kg}$$

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

Avec :

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

n : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{26905,41}{8152 \times 2} = 1,65$$

On prend : $n = 4$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.6.3.2 Calcul des poids des câbles :

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

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

L : Longueur du câble, $L = 31,44 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 24,48 = 50,42 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1230,8 + 50,42 = 1956,22 \text{ kg}$$

III.6.3.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 4 \times 2 \times 0,85 = \text{kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{26905,41}{2048,2} = 13,13 > 12; \text{Condition vérifiée}$$

III.6.3.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1230,8 + 1568,3 + 1200 + 81,89 = 4338,52 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6869,5 \text{ kg}$$

III.6.3.5 Vérification de la dalle au poinçonnement :

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

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6869,5}{4} = 1717,37 \text{ kg / m}$$

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

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

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

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

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

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

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

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

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1717,37 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

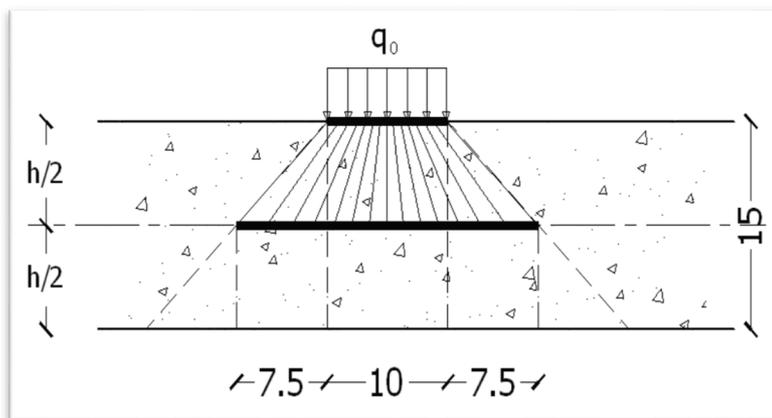


Figure. III.12 : Répartition des charges

III.5.3.6 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

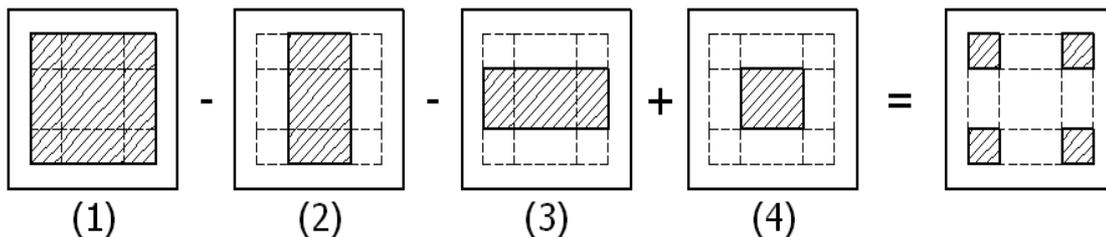


Fig. III.13 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 140 \text{ cm} \\ V = 193 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 193 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 143 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 90 \text{ cm} \\ V = 143 \text{ cm} \end{cases}$$

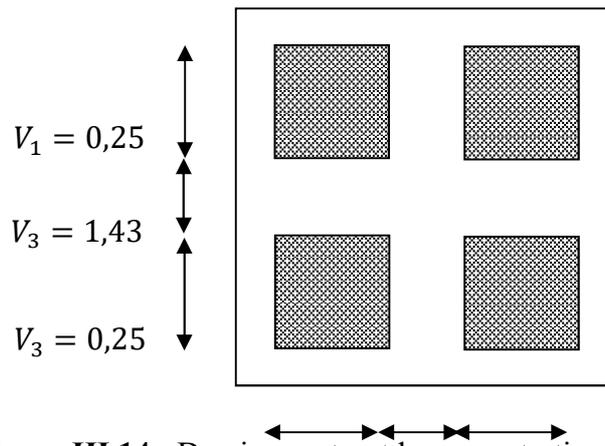


Figure.III.14 : Dessin montrant la concentration des charges

$$U_1 = 0,25 \quad U_2 = 0,9 \quad U_3 = 0,25$$

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

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

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$) : $M_x = M_1 \times P$ et $M_y = M_2 \times P$ et $P = P' \times S$

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

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6869,5}{0,25 \times 0,25} = 109912 \text{ kg} / \text{m}^2$$

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

Tableau III.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	296762,4	21208,61	16460,42
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	190147,76	18062,35	13492,79
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	140687,36	18289,35	15317,33
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	786041,36	15717,41	12573,93

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 573,74 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 224,23 \text{ kg.m}$$

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

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,3 \text{ m et } L_y = 1,5 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

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

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{1,5} = 0,92.$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,92 \rightarrow \mu_x = 0,0437 \text{ et } \mu_y = 0,8251$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 138,8 \text{ kg.m et } M_{y2} = 114,52 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués sur la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 573,74 + 138,8 = 712,54 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 224,23 + 114,52 = 338,75 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 534,41 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 254,06 \text{ kg / m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 356,27 \text{ kg / m}$$

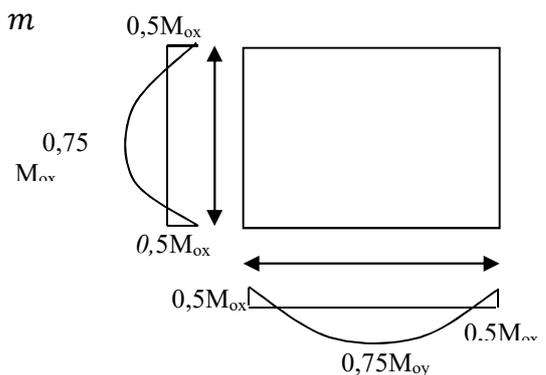


Figure. III.15 : Moments de la dalle

III.6.3.7 ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens L_x

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 534,41 \text{ kg / m} = 5344,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5344,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,20 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,990$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5344,1}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 254,06 \text{ kg / m} = 2540,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2540,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9955$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2540,6}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 356,27 \text{ kg / m} = 3562,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3562,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9935$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3562,7}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,92$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,92}{2} \right) = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,76 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ m}$$

En travée :

- Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcul V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,3}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,92}{2}} = 494,43 \text{ N} = 0,494 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,3}{3} = 481,25 \text{ N} = 0,481 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6869,5}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 9159,33 \text{ N} = 9,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6869,5}{3 \times 0,25} = 9159,33 \text{ N} = 9,16 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

$$\text{Donc : } V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,494 + 9,16 = 9,65 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,481 + 9,16 = 9,64 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 9,65 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} = \frac{9,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,072 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,072 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa}$. Condition vérifiée

On déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.3.8 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4338,52 + 675) \frac{1}{4} = 1253,38 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1253,38}{0,25^2} = 20054,08 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 20054,08 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,3 \text{ m}$ et $L_y = 1,5 \text{ m}$.

Tableau III.6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S).

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P'_{ser} (kg / m ²)	M_{0x} (kg.m)	M_{0y} (kg.m)
1	0,73	0,75	0,067	0,052	2,88	57755,75	3869,63	3003,29
2	0,50	0,75	0,083	0,062	1,98	39707,10	3295,68	2461,84
3	0,73	0,54	0,080	0,067	2,08	41712,48	3336,99	2794,73
4	0,50	0,54	0,100	0,080	1,43	28677,33	2867,73	2294,18

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 104,69 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 40,90 \text{ kg.m}$$

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

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,3 \text{ m et } L_y = 1,5 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,3}{1,5} = 0,92$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow \mu_x = 0,0509 \text{ et } \mu_y = 0,8799 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 117,02 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 102,97 \text{ kg.m}$$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 221,71 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 143,87 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 166,28 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 107,90 \text{ kg / m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 110,85 \text{ kg / m}$$

III.6.3.9 Vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

a) En travée :

$$M_{tx} = 1662,8 \text{ N / m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1662,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

b) Sur appuis :

$$M_a = 1108,5 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1108,5}{6087,13} \times 3,13 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,56 < \overline{\sigma}_{bc} = 9 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

- Suivant L_y :

a) En travée :

$$M_{ty} = 1079 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1079}{6087,13} \times 3,13 = 0,55 \text{ MPa} \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,55 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

III.6.3.10 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 13 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x :

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Suivant L_y :

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p.m avec $S_t = 25 \text{ cm}$

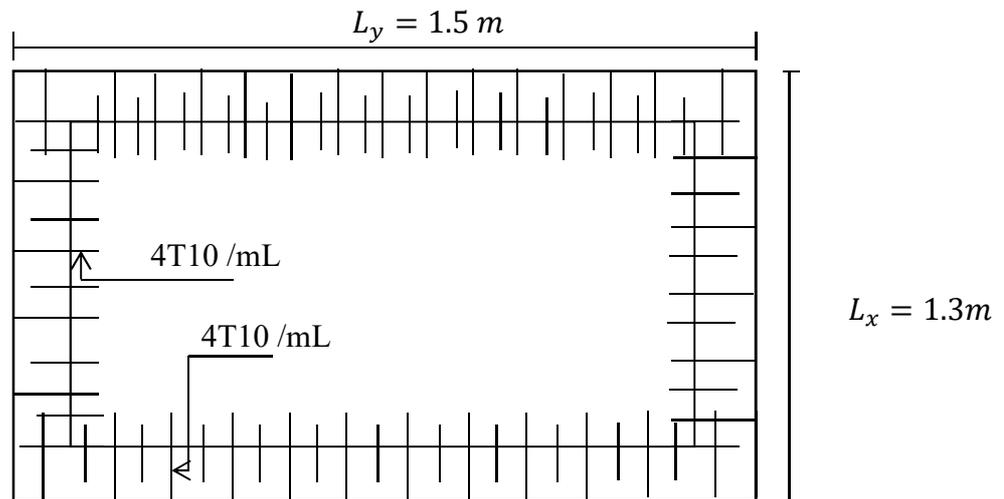


Figure. III.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

IV.1 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 et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

IV.2 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

IV.3 Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

- Méthode d'analyse statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthodes : Response Spectrum Function, Time HistoryFunction, ...

Response Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui 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 maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.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.

IV.4.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

IV.4.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

IV.5 Calcul sismique :**IV.5.1 Définition des masses :**

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g ;

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité ; 14.49

W : Poids de chaque niveau i ;

X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

Le logiciel ETABS calcul automatiquement l'inertie massique.

IV.5.2 Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k = 4473,025 \text{ t}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 95,013 \% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$\sum \alpha_y = 95,581 \% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.6 Calcul de l'effort sismique à la base :

IV.6.1 Principe de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

IV.6.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone		
	I	IIa	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Dans ce cas, A = 0,10

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P_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

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas $R = 4$

Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante

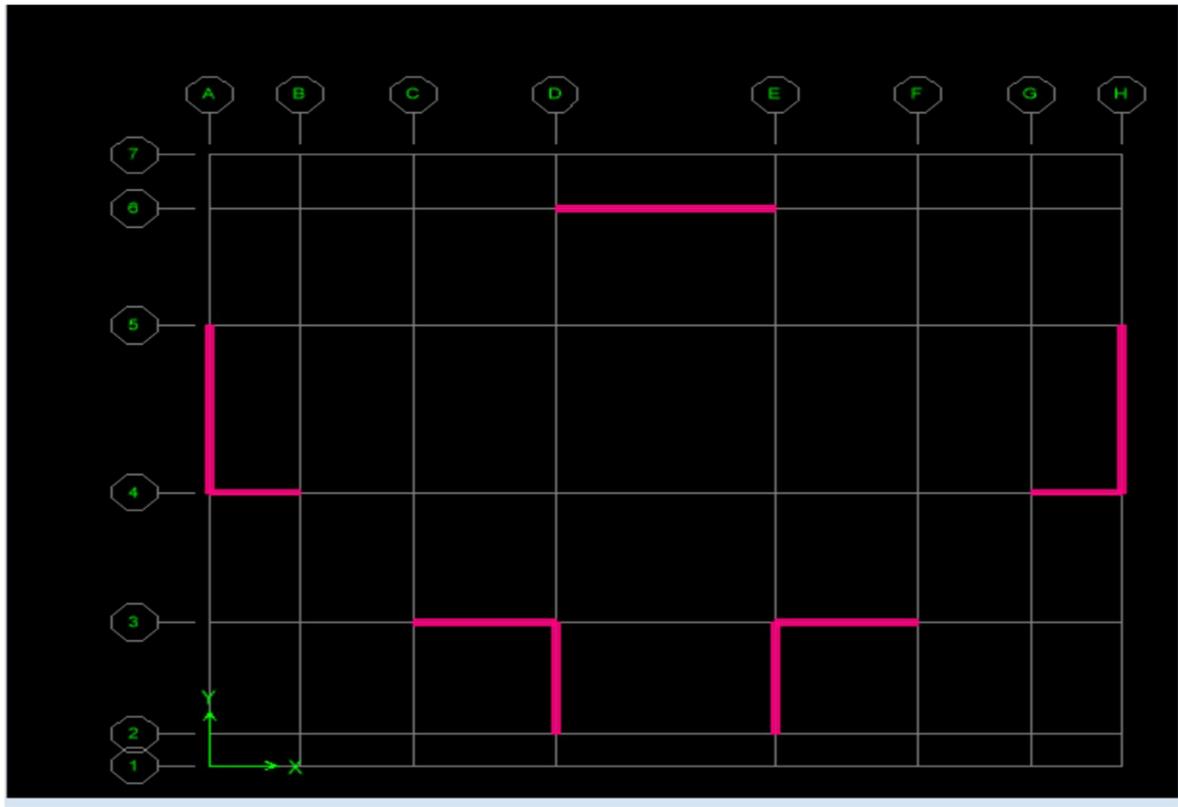


Figure IV.1 : La variante proposée

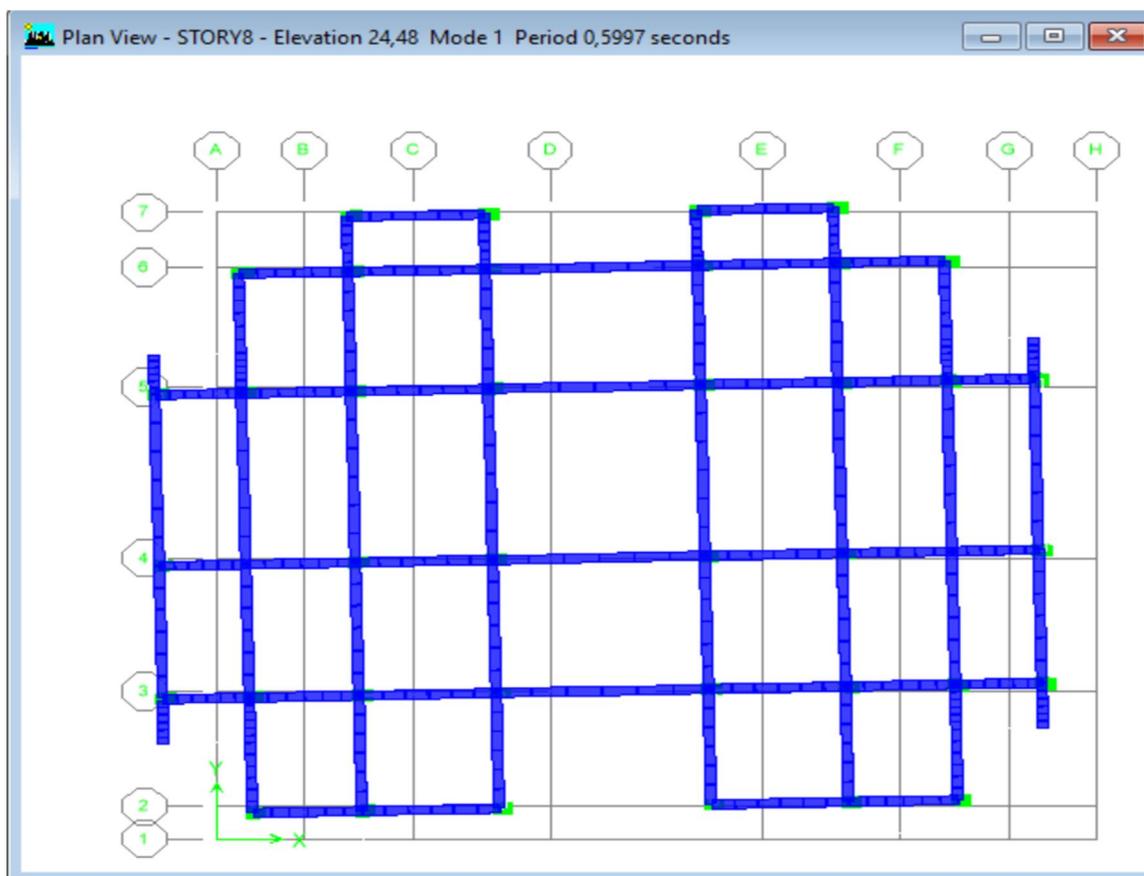


Figure IV.2 : Analyse de la structure proposée (Variante)

Mode 1 : translation $T = 0,5997$ s

W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30 0,40
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 559,335 + 559,335 + 553,777 + 549,164 + 549,164 + 549,164 + 549,117 + 603,967 = 4473,025 \text{ t}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Périodes associées à la catégorie de site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

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 suivant :

Tableau IV.5 : Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

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 (N) ;

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.

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 24,48^{\frac{3}{4}} = 0,55 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 ; \xi = 10\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,56$$

b) Calcul de l'effort :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,56 \times 1,20}{4} \times 4473,025 = 209,33 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

$$T_{dyn} = 0,559 \text{ sec} < T + 30\%T = 1,3 \times 0,55 = 0,715 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 357,84 \text{ t} > 80\%V_{st} = 167,464 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 358,07 \text{ t} > 80\%V_{st} = 167,464 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.7 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 4
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à $1\%h_c$)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau IV.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \overline{\delta}_k$
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)		
7	306	1,24	4,96	0,70	1,33	5,32	0,84	3,06	Vérifié
6	306	1,06	4,24	0,72	1,12	4,48	0,80	3,06	Vérifié
5	306	0,88	3,52	0,76	0,92	3,68	0,84	3,06	Vérifié
4	306	0,69	2,76	0,76	0,71	2,84	0,80	3,06	Vérifié
3	306	0,50	2,00	0,68	0,51	2,04	0,76	3,06	Vérifié
2	306	0,33	1,32	0,64	0,32	1,28	0,60	3,06	Vérifié
1	306	0,17	0,68	0,44	0,17	0,68	0,48	3,06	Vérifié
RDC	3,06	0,06	0,24	0,24	0,05	0,20	0,20	3,06	Vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

V.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

V.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

V.2 Ferrailage des poutres :**V.2.1 Méthode de calcul :**

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ *Moment correspondant* M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$

Moment correspondant M_{sp2}

On détermine les armatures sous : $\text{Max} (S_{p1}; S_{p2})$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

V.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

V.2.3 cas de l'étage courant :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

V.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive (étage courant)

Les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

V.2.3.1.1 sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

a) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$$

a.1) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 2,44 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 1,54 \text{ t.m} \end{cases}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;

- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,4 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,958$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,4 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,014 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,993$

La section d'acier :

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,4 \times 10^3}{0,958 \times 40,5 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx2} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,4 \times 10^3}{0,993 \times 40,5 \times 400} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max \left\{ A_{sx1} ; A_{sx2} \right\} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14ce qui nous donne $A = 4,62 \text{ cm}^2$

a.2) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 2,38 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 2,58 \text{ t.m} \end{cases}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23,8 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,983$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,8 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

La section d'acier :

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,8 \times 10^3}{0,983 \times 40,5 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx2} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,8 \times 10^3}{0,986 \times 40,5 \times 400} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max \{ A_{sx1} ; A_{sx2} \} = 1,71 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14ce qui nous donne $A = 4,62 \text{ cm}^2$

V.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{180}{30 \times 40,5} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 15 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 11,25 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,065 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,14 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$

$$= -0,08 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,06S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 1,80 \text{ t} ; M_{ap} = 2,44 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{2,44}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 6,69 \text{ t} > 1,8 \text{ t}$$

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

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 18 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,009 \text{ m} = 0,9$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 40,5 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 0,9 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 63,2kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 5 ;

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

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{63,2 \times 10^3}{36,45 \times 3,77 \times 5 \times 10^2} = 0,92 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 0,92 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

h.2) 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 28,8 \text{ cm} \\ L_1 = 12,55 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 27,6 \text{ cm} \\ L_1 = 17,85 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 1,47 \text{ t.m} ; A = 4,62 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2806,65 = 0 \rightarrow y = 11,56 \text{ m}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,56^3}{3} + (15 \times 4,62) \times (40,5 - 11,56)^2 \\ &= 73488,42 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,47 \times 10^4}{73488,42} \times 11,56 = 2,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t\ ser} = 1,47 \text{ t.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1,28 + 0,26) \times 5,75^2}{8} = 4,32 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{5} = 0,088 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{45}{575} = 0,078 > \frac{1,47}{10 \times 4,32} = 0,039 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 40,5} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

V.2.4 Les tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux :**a) Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »****a.1) Poutre de rive :**

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul max	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
terrasse	Appuis	0,24	2,21	2,21	6,75	1,42	3T14=4,62
	Travée	0,61	3,02	3,02		1,89	3T14=4,62
RDC au 6 ^{eme}	Appuis	0,28	3,20	3,20	6,75	2,01	3T14=4,62
	Travée	0,98	3,89	3,89		2,46	3T14=4,62

a.2) Poutre 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}				
terrasse	Appuis	1,62	2,25	2,25	6,75	1,41	3T14=4,62
	Travée	2,48	2,51	2,51		1,57	3T14=4,62
RDC au 6 ^{eme}	Appuis	1,54	2,44	2,44	6,75	1,80	3T14=4,62
	Travée	2,38	2,85	2,85		1,71	3T14=4,62

b) sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,5 \times 35 \times 30 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 35 \times 30 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 35 \times 30 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

b.1) Poutre 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}				
terrasse1	Appuis	2,65	3,52	3,52	5,25	2,88	3T14=4,62
	Travée	2,06	4,14	4,14		3,42	3T14=4,62
RDC au 6 ^{eme}	Appuis	2,87	5,08	5,08	5,25	4,30	3T14=4,62
	Travée	2,9	6,9	6,9		6,00	4T14=6,16

b.2) Poutre 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}				
terrasse1	Appuis	2,93	3,20	3,20	5,25	2,75	3T14=4,62
	Travée	2,81	4,48	4,48		3,75	3T14=4,62
RDC au 6 ^{eme}	Appuis	3,32	3,86	3,86	5,25	3,21	3T14=4,62
	Travée	3,59	4,73	4,73		3,99	3T14=4,62

V.3 Ferraillage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Situation normale : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau V.1 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (40 x 40 cm ²)	11,2 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 2 (35 x 35 cm ²)	8,75 (cm ²)	49 (cm ²)	73,5 (cm ²)

V.3.1 Exemple de calcul :

V.3.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau V.2 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35 x 35 cm ²)
Combinaison			
A	N_{max}	267,52	170
	M_{cor}	0,286	1,41
B	N_{min}	44,38	2,51
	M_{cor}	0,086	0,18
C	M_{max}	5,30	8,70
	N_{cor}	99,85	18,52

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m :

Tableau V.3 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35x 35 cm ²)
Combinaison			
A	N_{max}	208	132,56
	M_{cor}	3,40	4,38
B	N_{min}	42,48	2,67
	M_{cor}	0,56	0,10
C	M_{max}	13,97	11,44
	N_{cor}	136,04	82,84

V.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel SOCOTEC.

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Combis	1 ^{ier} genre				2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{sl min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)	A _{sl} (cm ²)		
Type 1 (40 x 40 cm ²)	A	267,52	0,286	0,00	0,00	208	3,40	0,00	11,20	8T14=12,32
	B	44,38	0,086			42,48	0,56			
	C	99,85	5,30			136,04	13,97			
Type 2 (35 x 35 cm ²)	A	170	1,41			132,6	4,38		8,58	8T12=9,05
	B	2,51	0,18			2,67	0,1			
	C	18,52	8,70			82,84	11,44			

V.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (40 x 40 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{3,11 \times 10}{40 \times 36} = 0,020 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

V.3.1.4 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espace :

D'après le RPA 99/2003 on

$$a : \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,28 \leq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 31,1}{40 \times 235} = 0,12 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Leftrightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$< 2,25 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max\{51 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

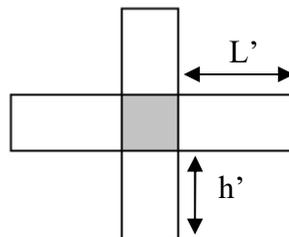


Figure V.1 : La zone nodale.

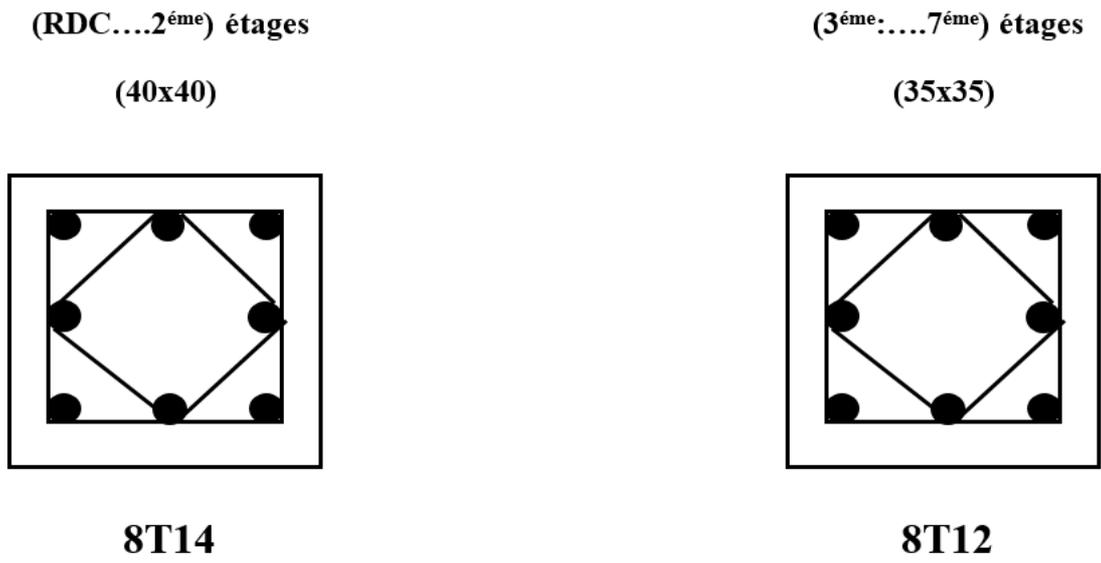


Figure V.2 -Dessin de ferraillages des sections des poteaux.

VI.1. Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles assurant :

D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse)

D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Sous l'action sismique, des parties plus ou moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastree à sa base ; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

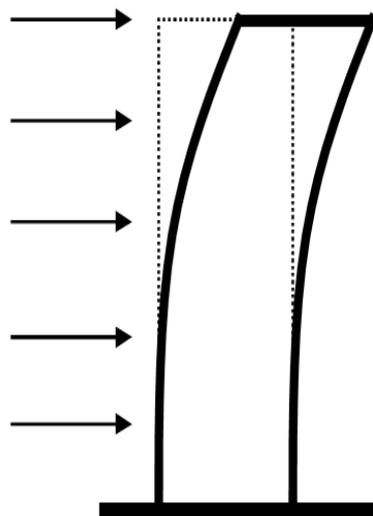


Figure VI.1 : Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q + E$ (vérification du béton)
- $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

VI.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3^{ème} cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3 Armatures verticales :

Ils sont disposés 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

VI.4 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'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VI.5 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 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.6 Ferrailage des voiles :

a) Détermination des contraintes

Combinaison : (G + Q ± E) :

$$A = 1,16 \text{ m}^2$$

$$I = 2,92 \text{ m}^4$$

$$V = 2,8 \text{ m}$$

$$N = 189,68 \text{ t}$$

$$M = 2,83 \text{ t.m}$$

$$T = 1,72 \text{ t}$$

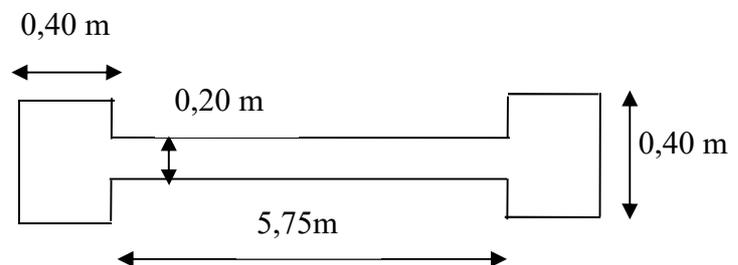


Figure VI. 2 : Schéma du voile + poteaux

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{189,68}{1,42} + \frac{2,83 \times 2,8}{2,92} = 136,29 \text{ t/m}^2 = 1,3629 \text{ MPA} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{189,68}{1,42} - \frac{2,83 \times 2,30}{5,23} = 130,87 \text{ t/m}^2 = 1,3087 \text{ MPA} \end{cases}$$

On est dans le 1^{ère} cas donc 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)

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot 1\text{m}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot 20 \cdot 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b.1) Le diamètre :

$$D \leq 1 \cdot a / 10 \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1 \cdot 200 / 10)$$

$$D \leq 20\text{mm}$$

On adopte : D= 12mm

b.2) L'espaceur :

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min (2 \cdot a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

- Donc : $St \leq \min (St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{RPA 99}})$

$$St \leq 30\text{cm}$$

La section des armatures verticales (en deux nappes) soit 5T10 p.ml = 3,93 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

c) Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales

(En deux nappes) soit 5T10p.m. = 3,93 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

d) 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 4φ 6 par m².

e) Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'où : $\bar{V} = 1.4 T_{u\text{calcul}}$

Avec

T_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h=306\text{cm}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1,72}{20 \times 306 \times 0,9} = 0,0035\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,0035\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

f) Disposition des armatures :

- Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On à $St=20\text{cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$$L=460\text{ cm} \rightarrow L/10 = 46\text{ cm}$$

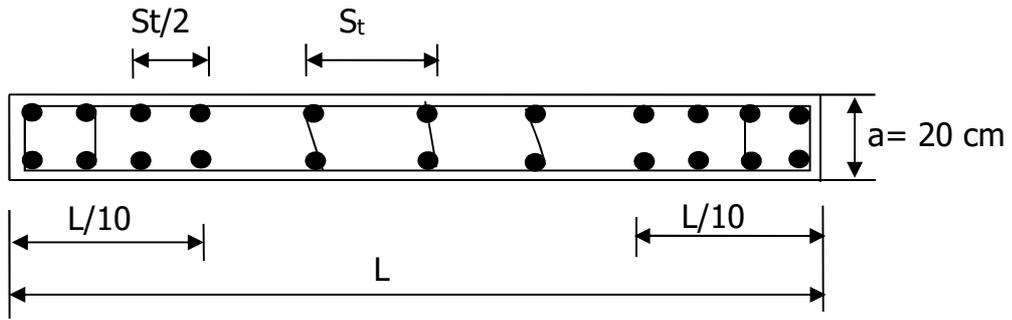


Figure VI.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min (1,5a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

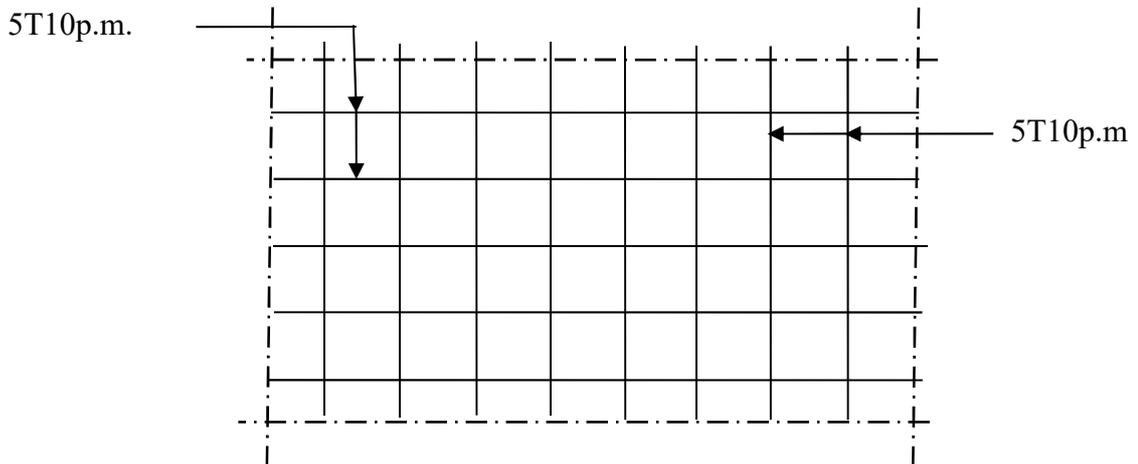


Figure VI.4 : Disposition du ferrailage du voile

VII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2. Le voile périphérique :

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 RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3,06 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = $1,5$ kN/m² ;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m³ ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VII.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 3,06 = 1,41 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 1,5 \times 3,06 = 0,12 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2,08 \text{ t/ml}$$

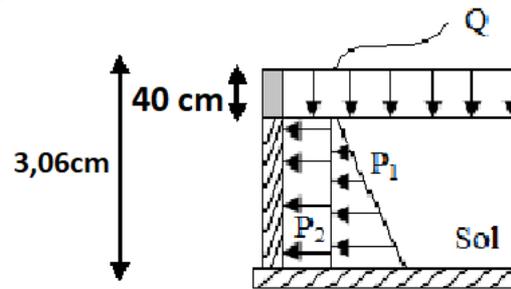


Figure VII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VII.2.2 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,06 - 0,40 = 2,66m \\ L_y = 5,75 - 0,40 = 5,35m \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,49 \\ v = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0980 \times 2,08 \times 2,66^2 = 1,44 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 1,44 = 0,36 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1,22 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,30 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,31 \text{ t.m} \geq 0,30 \text{ t.m}$$

VII.2.3 Calcul du ferrillage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 1,22 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,22 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,0261 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,0261 \rightarrow \beta = 0,987 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,22 \times 10^4}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

- Sens-y :

$$M_{ty} = 0,30 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,30 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,30 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,480 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/ml$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/ml$

On prend : **4T10** → $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,49}{2} \right) = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : **4T10** → $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.2.4 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,49 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 2,08 \times \frac{2,66}{2 \left(1 + \frac{0,49}{2}\right)} = 2,22 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 2,08 \times \frac{2,66}{3} = 1,84 \text{ t} < V_x = 2,22 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 2,22 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{2,22 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,12 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,12 \times 25}{1,5} = 2 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,49 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1013 \\ \mu_y = 0,3580 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,41 + 0,12 = 1,53 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,1013 \times 1,53 \times 2,66 = 0,41 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,3580 \times 0,41 = 0,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,35 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,12 \text{ t.m} \end{cases}$

- Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,41 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 77,83 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

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

$\sigma_s = 77,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{77,83}{58,53} = 1,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens-y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,12 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 22,78 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

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

$\sigma_s = 28,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} ; \text{Condition vérifiée}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{28,78}{58,53} = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ chacune et avec un espacement de 25 cm.

VII.3 Etude des fondations

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 bar à un ancrage de 2,5 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.

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

VII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1 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 ($S_{semelle}/S_{bâtiment} \geq 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{sol}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{sol} = 10 \text{ t/m}^2$$

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : La charge permanente totale.

Q_T : La charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 4671,761 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i = 495,178 \text{ t}$$

a) Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 7049,64 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{ser} = G_T + Q_T = 5166,93 \text{ t.}$$

b) Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 432,47 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 63\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

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 ;

VII.4 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VII.4.1 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,75 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq d \leq 28,75 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu/s) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot (7049,64/43274) \cdot 5,75}{2} = 46,83 \text{ t}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{46,83 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,31m \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 0,31 \text{ m}$

Donc : $h \geq d+c = 25+5=30 \text{ cm}$

Soit : $d=30 \text{ cm}$, $h=35 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35 cm, $h_t = 35 \text{ cm}$

c) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 584,76 \text{ m}^2$

d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 63,88 \text{ cm} \leq h \leq 95,83 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 5,75 \text{ m}$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$= 2,5[(0,50 \times 432,74) + (0,7 \times 0,35 \times 210,98)] = 670,15 \text{ t}$$

$$N_{\text{ser}} = 670,15 + 5166,93 = 5837,08 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = 9,98 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} < 25 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} ; \text{Condition vérifiée}$$

f) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,010 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,010}{500 \times 0,35}} = 5.20 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,75 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8.16 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5166,93}{584,76} = 8,83 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 7,58 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 7,58 \text{ t/m}^2$$

VII.4.2 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

a) Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0,35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

b) Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

Tableau VII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

L _X (m)	L _Y (m)	A	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
3,95	5,75	0,68	0,0710	8,39	6,29	2,93	0,4034	3,38	2,53	1,18

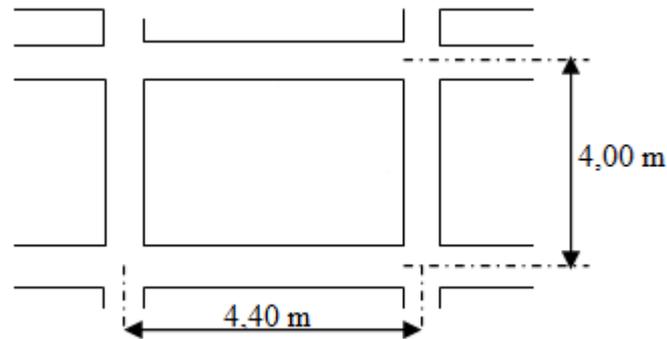


Figure VII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable

b-2) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,39 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,059 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

 $\mu = 0,059 \rightarrow \beta = 0,9695$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,39 \times 10^4}{0,9695 \times 31,5 \times 348} = 7,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T16 = 10.05 cm², avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,18 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,0083 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

 $\mu = 0,0083 \rightarrow \beta = 0,9565$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,18 \times 10^4}{0,9565 \times 31,5 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

- Suivant L_y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,53 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

 $\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,9915$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,53 \times 10^4}{0,9915 \times 31,5 \times 348} = 2,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5.65 cm², avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,18 \times 10^4}{100 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,0083 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,0083 \rightarrow \beta = 0,9575$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,18 \times 10^4}{0,9575 \times 31,5 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$; *Condition vérifiée*

VII.5 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ 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.

a) Sens longitudinale :

a-1) Détermination des chargements :

Poids propre p_p : $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,6 \times 0,35 = 0.525 \text{ t/m}$

$Q = 7,58 \text{ t/m}^2$

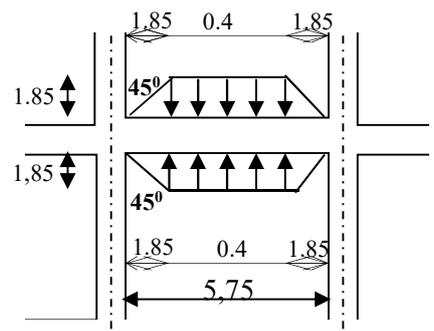
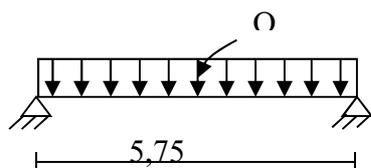
-Calcul de q_u :

$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 7,58 - 0.525 = 7,05 \text{ t/ml}$

a-2) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$



$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 7,58 \times 3,95 = 19,96 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{19,96 \times 3,95^2}{8} = 38,92 \text{ t.m} \end{cases}$$

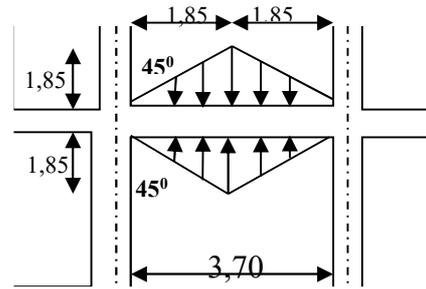
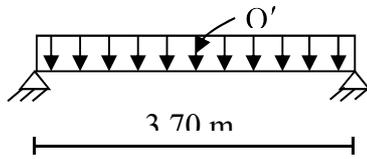


Figure VII.3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

b.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 33,85 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,85 \times 10^4}{35 \times 63^2 \times 14,17} = 0,171 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9055 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,85 \times 10^4}{0,9055 \times 63 \times 348} = 17,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{ier} \text{ lit} : 4T16 \\ 2^{ème} \text{ lit} : 4T16 \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit} : 4T16 \end{cases}$

- **Sur appuis**

Tableau VII.3. Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 22,56$	$= 0.35 \times M_0 = 15,80$
$\mu \rightarrow \beta$	0,156 → 0,915	0,109 → 0,942
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	13,12	8,93
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T14(fil) + 4T12 (chap) = 16,84	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13,56

VII.6 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=70 \text{ cm}$ (non vérifiée), donc notre poutre est d'une hauteur normal, dans ce cas il est nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). Elles sont obligatoires 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 $(0,6 \times 0,35) \text{ m}^2$ on a : **On prend : $4\text{T}12 = 4.52 \text{ cm}^2$**

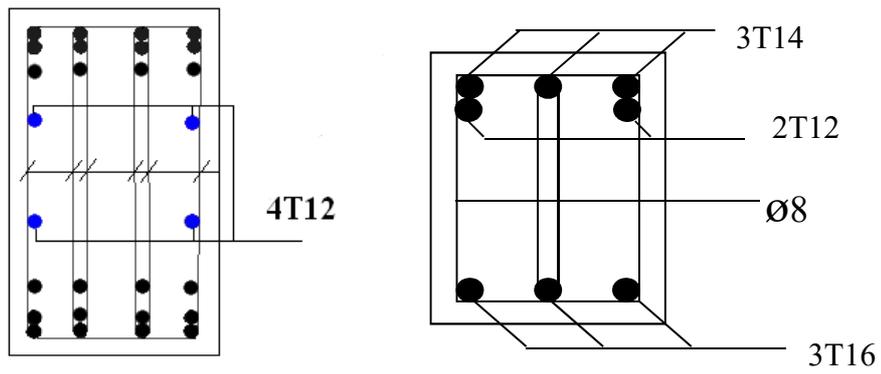


Figure VII.4 : Schéma représentant les armatures de peau.