

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi - Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation
et commercial avec logiciel ETABS.**



Etudié par: M^{elle} SADI NABILA

Dirigé par : M^r CHARCHAR

Année 2012/2013

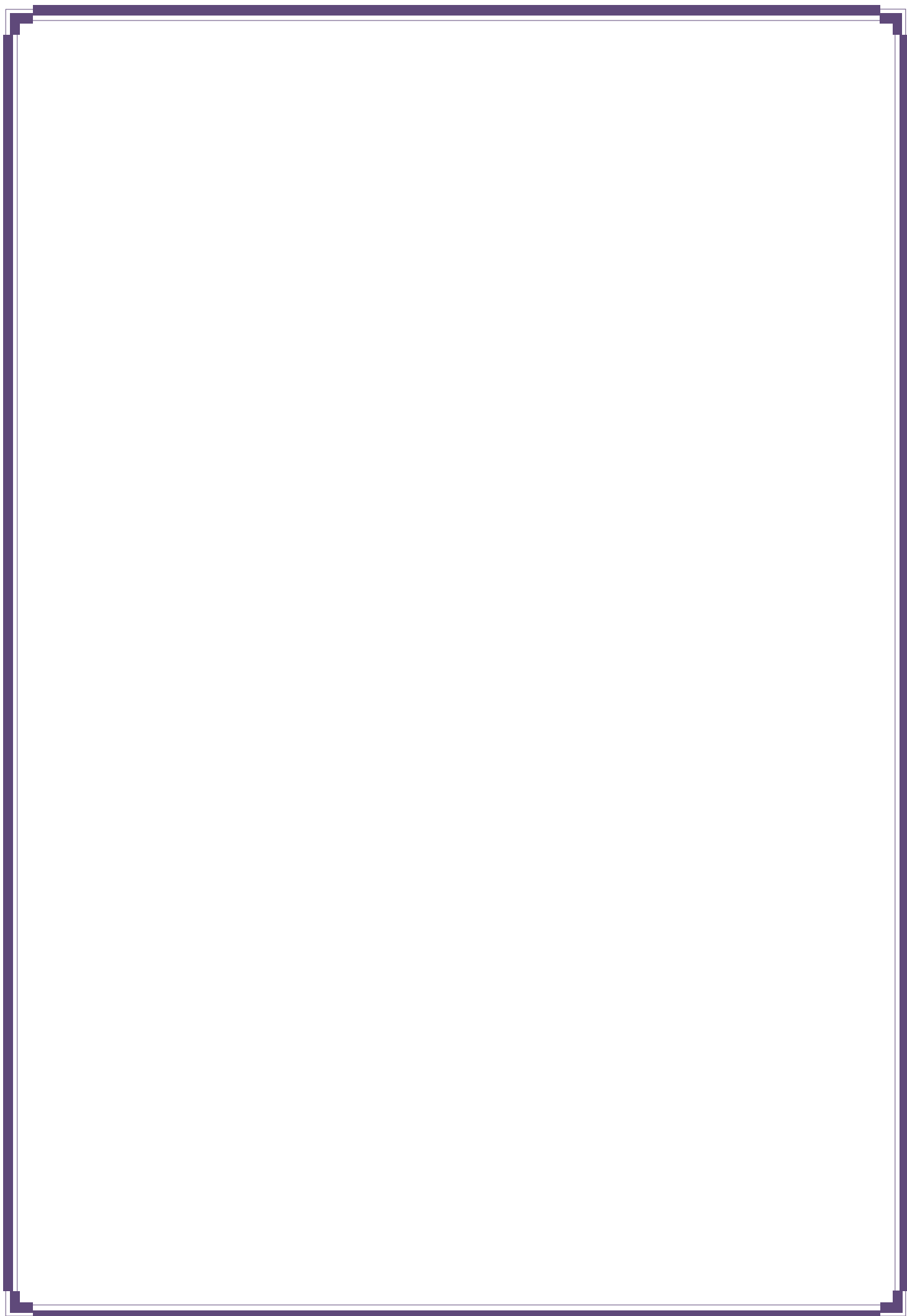
REMECIMENTS

Je remercie tout d'abord DIEU le tout puissant qui m'a donné durant toute ces années la santé, le courage et la foi en moi même pour arriver a terme de ce mémoire.

J'exprime mes sincères remerciements à l'égard de mon promoteur **Mr CHARCHAR** Malek pour son aide ses orientations et ses encouragement précieux, tout le long de notre travail, et aussi je le remercie pour la confiance qu'il ma prodigué.

Mes remerciements s'adressent aux enseignants qui ont contribué à ma formation, ainsi que les membres du jury qui me feraient l'honneur de juger ce travail.

Je remercie enfin toute personne ayant contribué a l'élaboration de ce travail, et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour leur bienveillance
,leur affection, leur soutien tout au long de
ma carrière scolaire et universitaire.*

A la mémoire de mes oncles

A toute ma famille

A mes frères

A mon fiancé et sa famille

A mes amis et collègues.

Nabila... ✍

LE SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Généralités.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1. Les caractéristiques géométriques de la structure.....	1
I.2.2. Les éléments constitutifs de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.3.1. Béton	4
I.3.2. L'acier	8

Chapitre II : prés dimensionnement et descente de charge

II.1.Introduction.....	11
II.1. Les planchers	11
II.2. Les poutres	12
II.2.1. Poutres principales	12
II.2. 2. Poutres secondaires.....	13
II.3. Les voile	14
II.4. Les poteau	15

II.5. Détermination des charges et surcharges.....	16
II.5. 1. Charges permanentes.....	16
II.5. 2. Les surcharges d'exploitations.....	19
II.5. 3. Descente de charges.....	20
Conclusion.....	26
 Chapitre III : calcul des éléments	
III.1.Calcul de l'acrotère.....	27
III.1.1. Introduction.....	27
III.1.2. Détermination des sollicitations.....	27
III.1.3. Combinaison des charges.....	28
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère.....	28
III.1.5. Vérifications.....	30
III.1.2.Les planchers.....	35
III.2.1. Introduction.....	35
III.2.2.La dalle de compression.....	35
III.2.3.Les poutrelles.....	36
III.3.Les balcons.....	54
Définition.....	54
III.3.1. Détermination des charges et surcharges.....	54
III. 3.2.Calcul à l'état limite ultime.....	55
III.3.3.Calcul à l'ELS	58
III.4. Calcul des escaliers.....	61
III.4.1. Définition.....	61
III.4.2. Dimensions des escaliers.....	63
III.4.3.Pré dimensionnement de l'escalier.....	64

III .4.4 Etat limite ultime.....	67
III.4.5. vérification à l'ELS.....	73
III.5. poutre palière pour les étages courants et RDC.....	79
III.5.1.Introduction.....	79
III.5.2.Pré dimensionnement.....	79
III.5.3.Charges et surcharges.....	80
III.5.4.Combinaison de charges.....	80
III.5.5.Calcul à l'ELU.....	80
III.5.6.Calcul à l'ELS.....	84
III.6.Calcul de la salle machine.....	88
III.6.1.Définition.....	88
III.6.2. Caractéristiques de l'ascenseur.....	88
III.6.3.Calcul de la dalle pleine.....	88

Chapitre IV : présentation de logiciel ETABS

IV.1. Introduction.....	96
IV.2. Etapes de calcul à suivre dans l'etabs	97
IV.2.1. Initialisation du modèle	97
IV.2.2. Définition des paramètres de l'analyse : (matériaux et sections).....	98
IV.2.3.affectation des sections aux éléments des portiques.....	100
IV.2.4.Les charges appliquées au structure.....	101
IV .2.5.Spécification des conditions aux limites.....	105
IV.2.6. Le chargement de la structure.....	107
IV.2.7. L'analyse de la structure	108
IV.2.8.Les résultats d'analyse	109

Conclusion.....	110
------------------------	------------

Chapitre V : Vérification aux exigences de RPA

V.1.Introduction.....	111
V.2.Etude du contreventement	111
V.3.Vérification des exigences du (RPA99/version 2003).....	114
V.3.1.La période.....	114
V.3.2.Participation massique et le nombre de modes à considérer.....	116
V.3.3. Le déplacement relatif des niveaux.....	116
V.3.4.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	118
V.3.5.Vérification de l'excentricité.....	120
V.3.6.justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	122
Conclusion.....	123

Chapitre VI : ferrailage de la structure

VI.1. Introduction.....	124
VI.2. Ferrailage des poutres.....	124
VI.2.1.Recommandation du RPA version 2003.....	124
VI.2.2.Ferrailage des poutres principales.....	126
VI.2.3.Ferrailage des poutres secondaires.....	127
VI.2.4. Vérifications à l'ELU.....	128
VI.2.5. Vérification à L'ELS.....	132
VI.3. Ferrailage des poteaux.....	135
VI.4. Ferrailage des voiles.....	145
VI.4.1. Exposé de la méthode.....	147
VI.4.2. Vérification.....	152

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Généralités.....	159
VII.2.Définition des fondations.....	159
VII.3.Dimensionnement.....	159
VII.3.1. Semelle isolé.....	159
VII.3.2. semelles filantes.....	160
VII.4. Ferrailage des Semelles filantes.....	163
VII.4.1. Semelles filantes sous voiles.....	163
VII.4.2. Semelles filantes sous poteaux.....	165
VII.5.Etude des longrines.....	169
VII.6.Dimensionnement des longrines.....	169
VII.7.Ferrailage de la longrine.....	170
VII.7.1. Armatures longitudinales.....	170
VII.7.2. Armatures transversales.....	170
VII.7.3. Espacement des cadres.....	170
VII.8. Justifications des ouvrages de fondations a état limite ultime de résistance	171

Conclusion générale

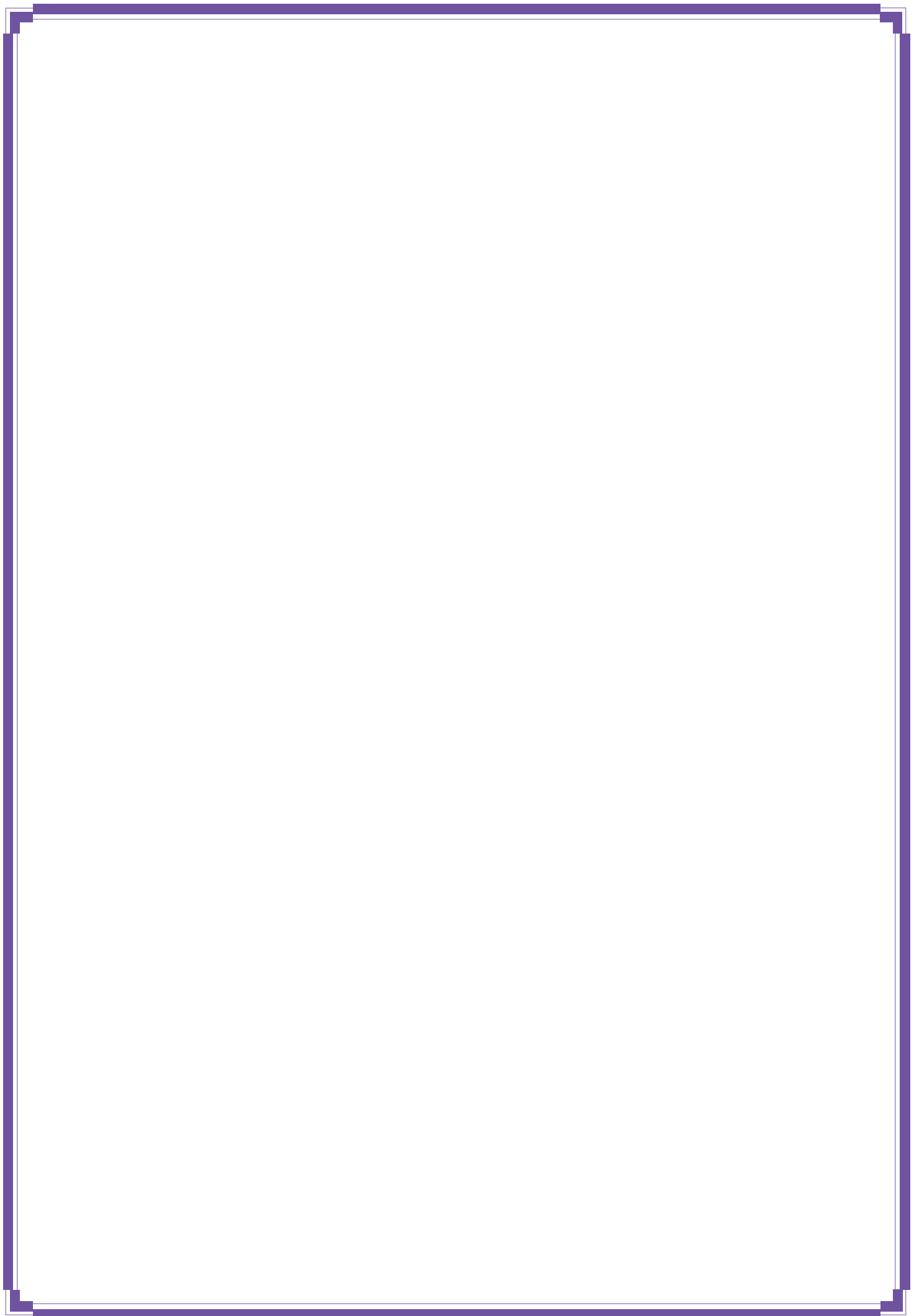
Introduction générale

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux et des structures et des installations d'approvisionnement en eau.

Le génie civil comprend la planification et le professionnel de la conception à la fois dans les secteurs public et privé, des entrepreneurs, des constructeurs, et des chercheurs.

L'ingénieur civil tient à la sécurité, la santé et le bien-être de la capitale public. Les projets de génie civil doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et les lois; devraient être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu et les conditions météorologiques, et devraient permettre la construction sans danger tout en fournissant sécurité.

On a dit que les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité et la protection .ils faisaient appel pour cela à des méthodes manuelles dans leurs calculs des structures mais après que l'ingénieur civil a été confronté aux exigences des maîtres d'œuvres, la complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voir même impossible avec les méthodes usuelles, il est alors amené à maîtriser de nombreux programmes rapides, permettant le calcul automatique des diverses structures pour un calcul et la justification précise. Parmi ces logiciels on peut citer : le SAP, ROBOT et l'ETABS qui rendent le calcul plus facile.



I.1. Généralités :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

► Les bâtiments : Le rôle d'un bâtiment est d'abriter des individus pour une utilisation déterminée, pour un usage d'habitation (villas, immeubles, ...), industriel (usines, entrepôts,...) ou commercial (magasins, ...).

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos .Il doivent protéger le milieu intérieur et corriger les agressions du milieu extérieur.

Exemples : (acoustique, thermique, lumière,...)

► Les Travaux Publics : Les TP peuvent être séparés en deux grandes catégories :

● Les voies de communication : Nous classerons également dans cette catégorie en plus des routes, les voies de navigations et les voies ferrées.

● Les ouvrages d'art : Les ouvrages d'art sont des constructions souvent prestigieuses construites à l'unité. Ils font appel à des techniques de construction complexes.

Dans notre projet on s'intéresse à la première catégorie c'est-à-dire les bâtiments, on a essayé d'étudier un exemplaire, qui est un bâtiment d'usage d'habitation avec un RDC locaux commerciaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment en R+6 est destiné à recevoir 24 logements à tous les étages et des locaux commerciaux au RDC.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à Tizi-Ouzou ville classé de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version2003.

I.2 .1 Les caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont les suivantes :

- Longueur totale du bâtiment.....L=27,8m
- Largeur totale du bâtimentB=17,20m
- Hauteur total du bâtiment.....H=25.42m
- Hauteur du RDC.....Hr= 4,08m
- Hauteur d'étage courantHe= 3,06m
- Hauteur de l'acrotèreHa=0,60m

L'accès aux étages supérieurs est assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I.2.2. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**a) Ossature :**

Le bâtiment est en ossature mixte c'est-à-dire il est composé de :

-portiques auto-stables longitudinaux et transversaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et une part de charges horizontales.

-voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal) assurent la stabilité du bâtiment sous l'action des charges horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

Ces portiques et voiles auront aussi la mission de transmettre les efforts verticaux aux fondations.

b) Les plancher :

Dans notre structure on a choisi les planchers en corps creux qui sont des dalles constituées d'éléments creux en béton et de poutrelles préfabriquées, surmontées d'une dalle de compression à épaisseur supérieure ou égale à 4 cm. Par contre la dalle couvrant la cage d'ascenseur est une dalle pleine.

- Les planchers auront pour fonction :

-de supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.

-l'assurance d'une isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

On trouve dans le plancher terrasse une couche d'étanchéité qui protège les éléments intérieurs du bâtiment (dalles, poutres...) contre les effets climatiques, composée :

*d'un isolant thermique (liège).

*d'un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.

*de pare-vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

On réalise aussi cette étanchéité avec une pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Notre ouvrage est muni d'une cage d'escalier composée de paillasse adjacentes et de paliers de repos en béton armé coulés sur place.

L'escalier du RDC au premier étage est constitué de trois volées et deux paliers intermédiaires, tandis que les autres étages sont faits de deux volées et un seul palier.

d) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

e) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

f) Les remplissages :

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons séparées par une lame d'air de 5 cm ; les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses en simples cloisons de 10cm.

g) Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- le carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- l'enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- le mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades ;

h) Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

i) Les fondations :

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, soit des semelles filantes, soit un radier général, soit des semelles sur pieux .Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

j) Système de coffrage :

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Béton :

1. Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit n éprouvettes à écraser, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée et calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1,11).}$$

2. Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{BAEL91/A.2.1.12.}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

3. Contraintes limites du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

Contrainte de compression :

a. Contrainte de compression :

► A l'Etat limite ultime [ELU] :

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3, 41**) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \textit{situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \textit{situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

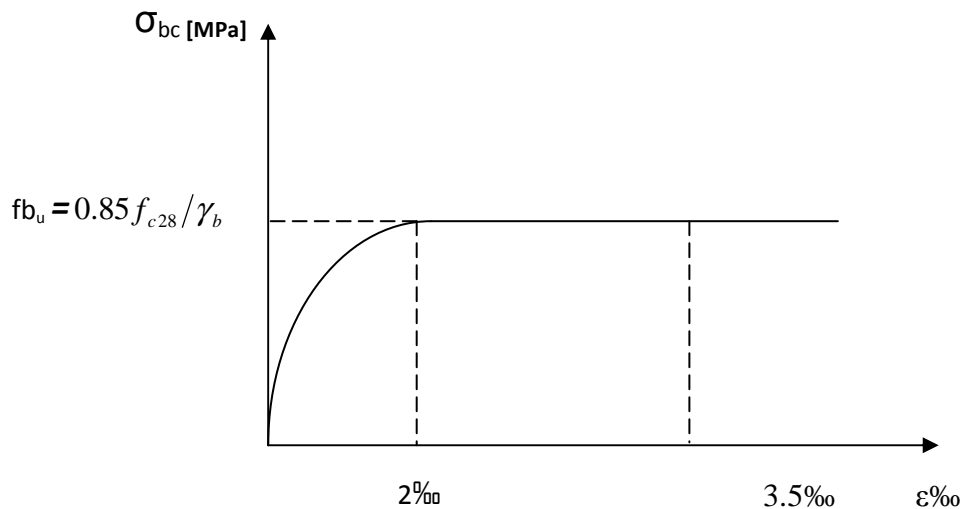
$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

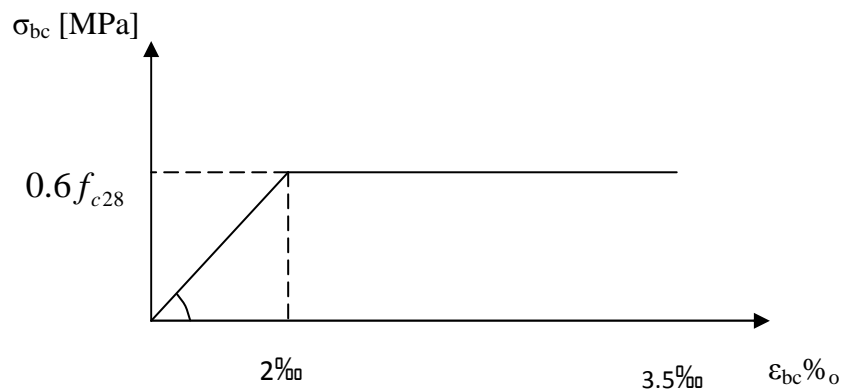
▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2 \text{ [MPa]}$

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48 \text{ [MPa]}$

► Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :



► Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :



ε_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\text{tg} \alpha = E_b$ = module d'élasticité.

► A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2) :

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

Donc : La contrainte de compression à l'ELS est égale a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21] :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

4. Module d'élasticité longitudinal :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ $\longrightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}$.

- **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ $\longrightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$

5. Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :

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

- ν : Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} \nu=0 \longrightarrow A \text{ l'ELU.} \\ \nu=0,2 \longrightarrow A \text{ l'ELS.} \end{array} \right.$

6. Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I.3.2. L'acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,

Treillis soudés[TL 520]..... fe = 520 MPa.

- f_e : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

1. Module de déformation longitudinal :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

2. Contraintes limites :

❖ **A l'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{St} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{St} = 425 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{St} = 500 \text{ Mpa}$

❖ *A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3] :*

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :
Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations. Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

➤ **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries . Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

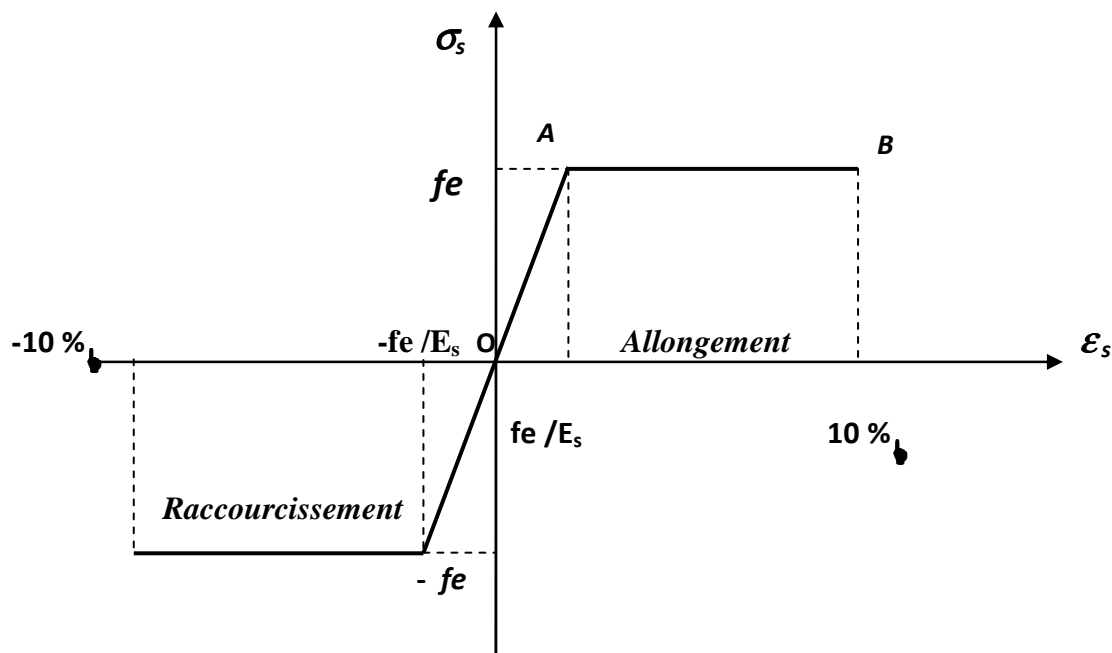
➤ **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif où doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- η est le coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6$ mm) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6$ mm)

3. Diagramme de contrainte déformation de l'acier :



4. Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

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

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

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

II.1. Les planchers :❖ *Les Corps creux :*

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrailée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée et leurs fonctions essentielles :

- 1/ La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- 2/ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- 3/ L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \implies h_t \geq \frac{370}{22,5} \geq 16,44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

Épaisseur du corps creux = 16 cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm

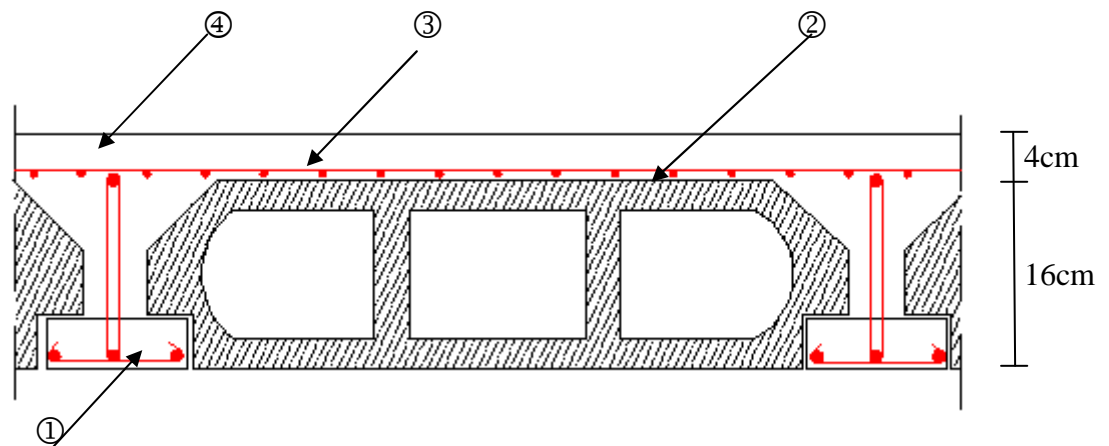


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher

- | | |
|----------------|--------------------------|
| ① - Poutrelle | ③ - Treillis soudé |
| ②- Corps creux | ④ - Dalle de compression |

II.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L , telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

II.2.1. Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L=430-30=400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm} ;$$

On opte pour : $h = 35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$ Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton est 30x30).

Vérification des conditions à RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1,4 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée :

Poutres principales Pp : $\Rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,70 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : $h = 35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée :

Poutres secondaires Ps : $\Rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les sections adoptées sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales : } (30 \times 35) \text{ cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires : } (30 \times 35) \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

II.3. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le **RPA 99 ADDANDA2003, Art 7.7.1** ; les éléments considérés comme voile doivent satisfaire la condition suivante:

$$L \geq 4e$$

e : épaisseur des voiles

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

L : portée minimale des voiles.

Avec :

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

Au niveau du RDC :

$$h_e = (408 - 35) = 373 \text{ cm. (35 cm hauteur de la poutre).}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm. On opte pour une épaisseur } e = 20 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

$$L \geq 4.a \Rightarrow 170 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

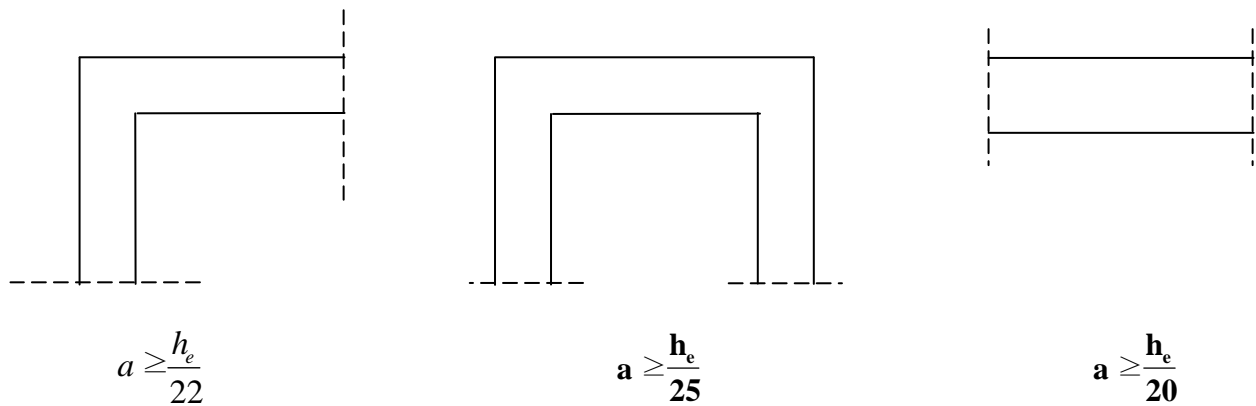


Figure II.2 : Coupes des différents voiles

Au niveau d'étage courant :

$$h_e = (306 - 35) = 339 \text{ cm. (35 cm hauteur de la poutre).}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13,08 \text{ cm. On opte pour une épaisseur } e = 20 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm (Condition vérifiée).}$$

$$L \geq 4.a \Rightarrow 170 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

II.4. Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } N = G + Q$$

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}.$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b₁, h₁) = 25 cm. → En zone I et IIa
 - Min (b₁, h₁) = 30 cm. → En zone III et IIb
 - Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{e}{20}$
 - $1/4 < b_1/h_1 < 4$.
- } On prend h=30cm , b=30cm

L'effort normal N_s est déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.5. Détermination des charges et surcharges :

II.5. 1. Charges permanentes :

II.5.1.1. Les planchers :

a) Plancher terrasse :

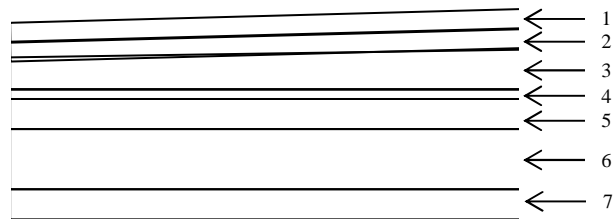


Figure II.3 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge G _i [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,1
4	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,21	-	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	Total	/	/	5,39

Tableau II.1 : Poids du plancher terrasse

b) Plancher d'étage courant et autre :

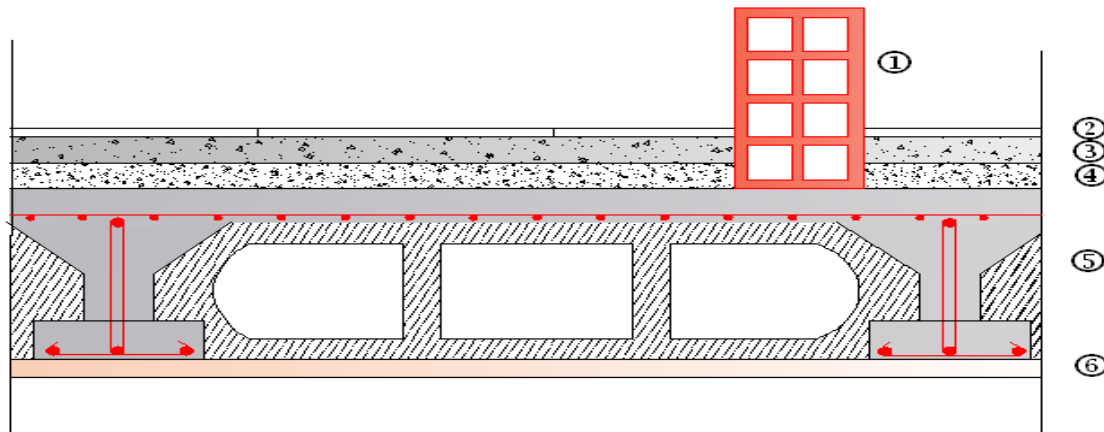


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Cloison en brique creuse	0,1	-	0,90
2	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,02	22	0,44
5	Plancher en corps creux (16+4)	0,21	-	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	0,02	10	0,20
		G Total		5,38

II.5.1.2. Les murs : Murs extérieurs et murs intérieurs :

a) Murs extérieurs :

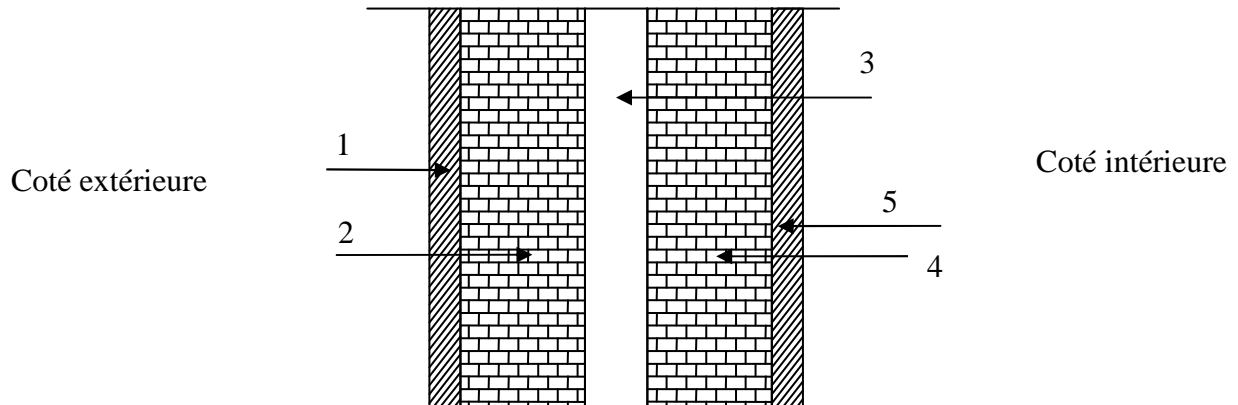


Figure II.5 : Coupe transversale du mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.025	0,45
2,4	Brique creuse	2x0.1	1,80
3	Lame d'aire	0,05	/
5	Enduit de plâtre	0.025	0,25
	Total		2,5

b) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

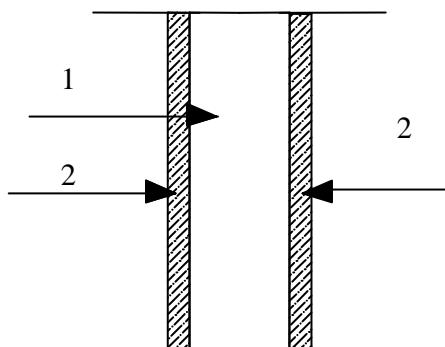


Figure II.6 : Coupe transversale du mur intérieur (brique de 10 cm d'épaisseur)

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Brique creuse	0,1	0,90
2	Enduit de plâtre	2. 0,02	0,4
	Total	/	1,3

II.5.1.3. L'acrotère :

1. Calcul de son poids propre :

$$G = \left[(0,4 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2) \right] \times 25 \quad G = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

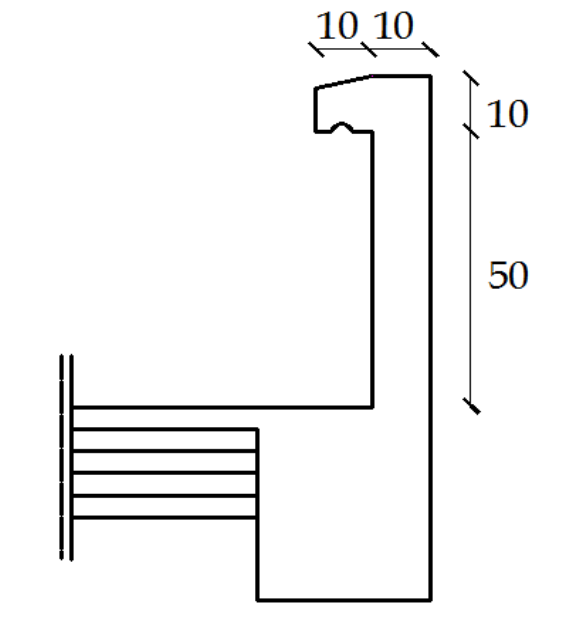


Figure II.7 : Dimensionnement de l'acrotère.

II.5.2. Les surcharge d'exploitations :

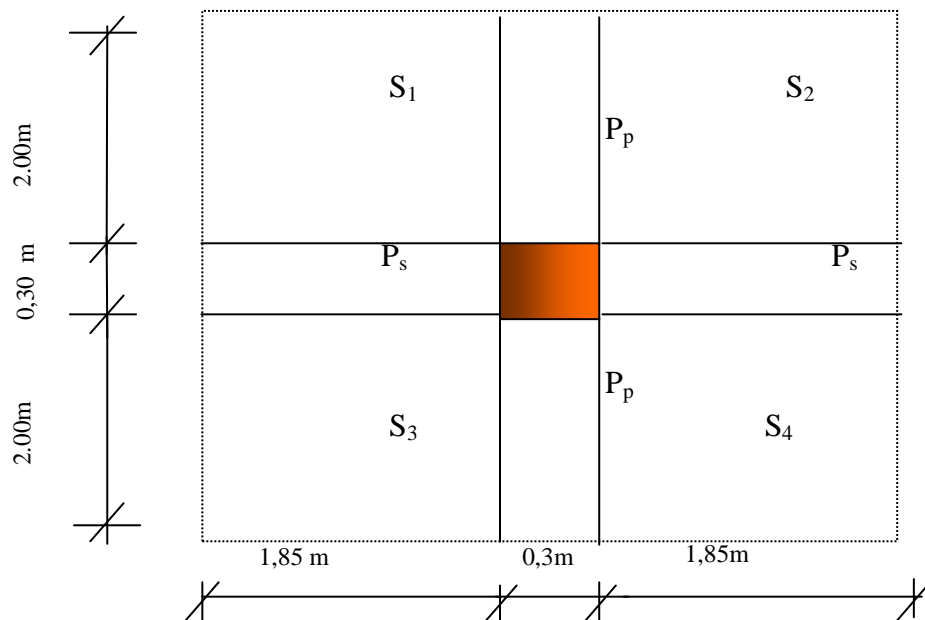
- Plancher terrasse.....Q = 1.00 KN/m².
- Plancher étage courant.....Q = 1.50 KN/m².
- Escaliers desservants les différents étages.....Q = 2.50 KN/m².
- Balcons..... Q=3,5KN/m².
- RDC.....Q= 5KN/m².

II.5.3. Descente de charges :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

❖ Charges et surcharges revenant au poteau D3 :**a) Surface d'influence:**

$$\left. \begin{aligned} S_{\text{plancher}} &= S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\ S_{\text{plancher}} &= 4(2 \times 1.85) = 14.8 \text{ m}^2 \\ S_{\text{plancher}} &= \mathbf{14.8 \text{ [m}^2\text{]}} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{voir figure II.8}$$

**Figure II.8 : Surface d'influence du poteau D4****b) Poids des planchers :****-Poids propre du plancher terrasse :**

$$P_{pt} = G_t \times S = 5,39 \times 14,8 = 79,772 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{pt} = 79,77 \text{ KN.}}$$

- Poids propre du plancher étage courant et autre :

$$P_{pc} = G_c \times S = 5,38 \times 14,8 = 79,62 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{pc} = 79,62 \text{ KN.}}$$

c) Poids des poutres :**-Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.35 \times 4.3) \times 25 = 11.29 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{pp} = 11.29 \text{ KN.}}$$

-Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (0.3 \times 0.35 \times 4) \times 25 = 11.55 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_{ps} = 10.5 \text{ KN}}$$

-Poids total des poutres :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 11.29 + 10.5 = 21.79 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_t = 21.79 \text{ KN}}$$

d) Poids des poteaux :**- pour le RDC:**

$$P_R = (0,3 \times 0,3 \times 3,88) \times 25 = 8,73 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_R = 8,73 \text{ KN}}$$

- étage courant:

$$P_E = (0,3 \times 0,3 \times 2,86) \times 25 = 6,44 \text{ KN} \longrightarrow \mathbf{P_E = 6,44 \text{ KN}}$$

e) Surcharges d'exploitation :

-La surface d'influence $\longrightarrow S = 14,8 [\text{m}^2] .$

- plancher terrasse $\longrightarrow Q_0 = 1 \times 14,8 = 14,8 [\text{KN}] .$

- plancher d'étage courant $\longrightarrow Q = 1,50 \times 14,8 = 22,2 [\text{KN}] .$

-Plancher RDC $\longrightarrow Q = 5 \times 14,8 = 74 [\text{KN}] .$

-Plancher balcon $\longrightarrow Q = 3,5 \times 14,8 = 45,25 [\text{KN}] .$

❖ **Loi de dégression de charge :**

D'après le **DTR CB 2 .2**, pour un nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

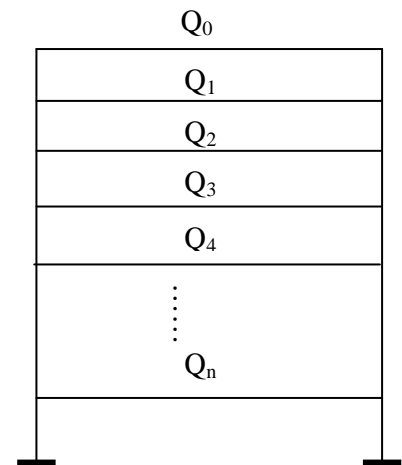
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$



$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

Pour $n \geq 5$

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	1	2	3	4	5	6	RDC
coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,7

Les surcharges cumulées :

Terrasse : $Q_0 = 14,8$ [KN]

Etage 1 : $Q_0 + Q_1 = 14,8 + 22,2 = 37$ [KN]

Etage 2 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 14,8 + 0,95(2 \times 22,2) = 56,98$ [KN]

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14,8 + 0,90(3 \times 22,2) = 74,74 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14,8 + 0,85(4 \times 22,2) = 90,28 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14,8 + 0,8(5 \times 22,2) = 103,6 \text{ [KN]}$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14,8 + 0,75(6 \times 22,2) = 114,7 \text{ [KN]}$$

$$\text{RDC : } Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14,8 + 0,7(74 + 6 \times 22,2) = 159,84 \text{ [KN]}$$

Les étages numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Tableau récapitulatif de la descente de charge sur le poteau

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Efforts Normaux N_s [KN]	Sections [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des Poutres	$G_{(i)}$	G Cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	$N_s = G_c + Q_c$	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée (b×h)
6	79,77	0	21,79	101,56	101,56	14,8	14,8	116,36	77,57	(35×35)
5	79,62	6,44	21,79	107,85	209,41	22,2	37	246,41	164,27	(35×35)
4	79,62	6,44	21,79	107,85	317,26	22,2	59,2	376,46	250,97	(35×35)
3	79,62	6,44	21,79	107,85	425,11	22,2	81,4	506,51	337,67	(35×35)
2	79,62	6,44	21,79	107,85	532,96	22,2	103,6	636,56	424,37	(35×35)
1	79,62	6,44	21,79	107,85	640,81	22,2	125,8	766,61	511,07	(35×35)
RDC	79,62	8,37	21,79	109,78	750,59	74	199,8	950,39	633,59	(35×35)

❖ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):**

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots (3)$$

Les sections adoptées :

(35×35) cm ²	pour le RDC.	}	→	Les conditions du RPA sont vérifiées.
(35x35) cm ²	pour l'étage courant			

❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec : λ : Elancement du poteau L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$) i : Rayon de giration ($i = (I/B)^{1/2}$) B : Section transversale du Poteau ($B=h \times b$) l_0 : Longueur libre du poteau I : Moment d'inertie ($I=bh^3/12$)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h}$$

-Poteaux du RDC de section (35x35)

$$L_0 = 4,08 - 0,35 = 3,73\text{m} = 373\text{cm}$$

$$h = 0,35\text{m}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 373}{35} = 25,84$$

25,84 < 50

-Poteaux d'étage courant de section (35x35):

$$L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} = 271\text{cm}$$

$$h = 0,35\text{m}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 271}{35} = 18,77$$

18,77 < 50

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

III.1.Calcul de l'acrotère :

III.1.1.Introduction :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encadrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse)

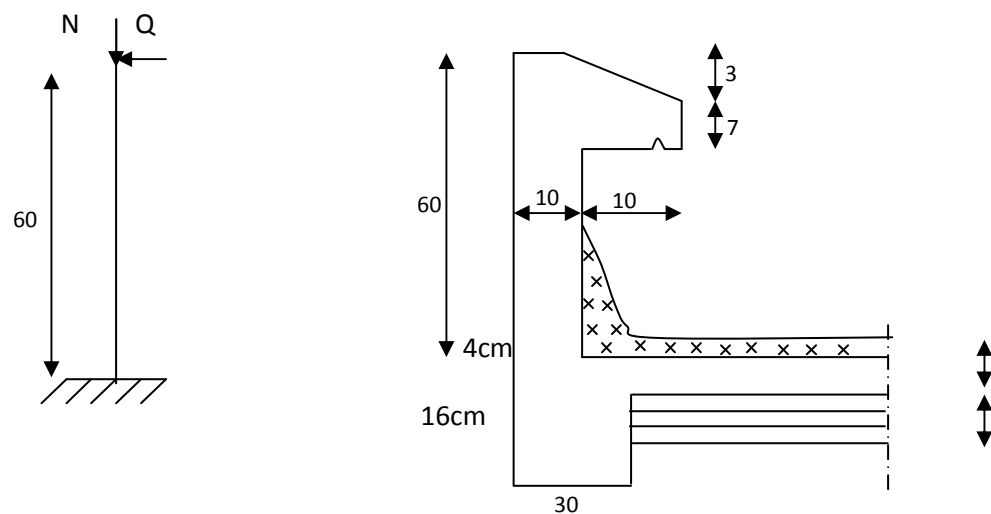


Fig.III.1.1 Coupe transversale de l'acrotère

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

III.1.2. Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : $G=25 \times [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03)/2] = 1,679 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dus au poids propre G : $N=G \times 1 = 1,679 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN m}$

Diagrammes des efforts :

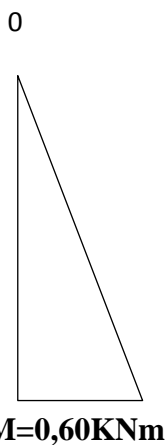


Diagramme des moments

Fléchissant

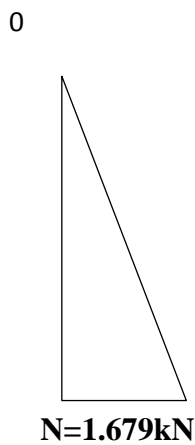


Diagramme de l'effort

Normal

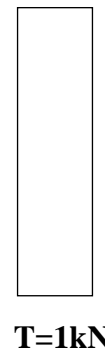


Diagramme d'effort

tranchant

III.1.3. Combinaison des charges :

A L'ELU : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,679 = 2,267 \text{ KN}$ (du à G)

$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$ (du à q)

A L'ELS $N_s = 1,679 \text{ kN}$

$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère:

Calcul des armatures à L'ELU :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

Renversement «M».

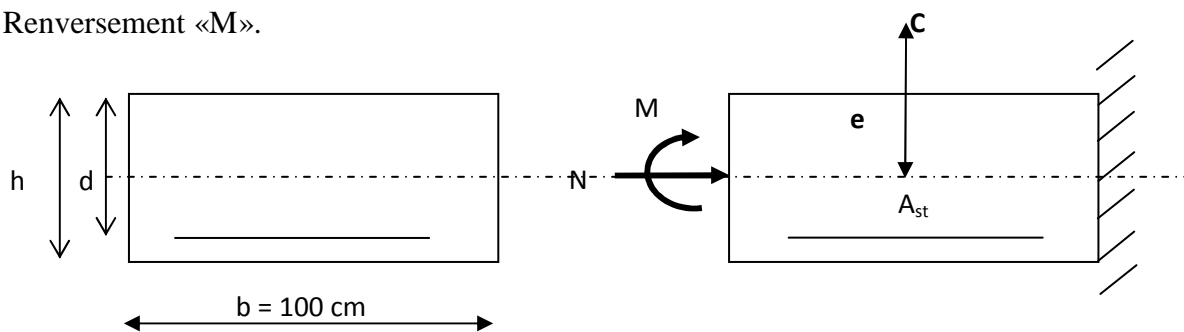


Fig.III.1.2: Schéma de calcul de l'acrotère

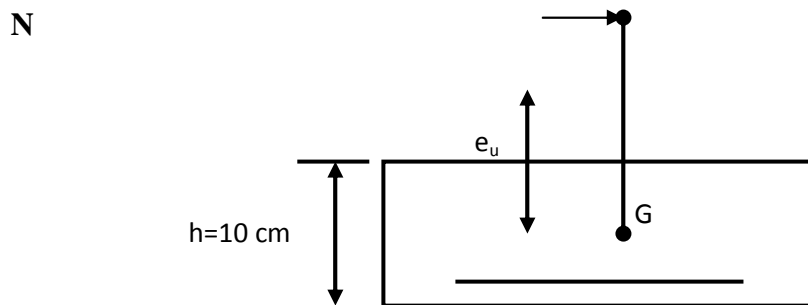
➤ *Position de centre de pression*

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.267} = 39,70 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures
d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



➤ *Calcul en flexion simple :*

- *Moment fictif :*

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec } g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2,267 \times (0.397 + 0.1/2 - 0.02) = 0,968 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.968 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0.0106$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- *Armatures fictives (flexion simple) :*

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \text{ donc :}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{968}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,349 \text{cm}^2$$

- *Armatures réelles (flexion composée) :*

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma} = 0,349 - \frac{2,315 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,282 \text{cm}^2$$

III.1.5. Vérifications :

- a) condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)*

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{cm}^2 > A_s = 0,282 \text{cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,966 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

Armature de répartition :

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

soit; $A_r = 4HA6$

Avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28,4} \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{8 \times 100} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,5} \times 25,4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

c) vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\overline{\tau_{se}} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec : } \tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i : 4 \times \Phi \times 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

Conclusion

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

d) vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 226,67 ; 301,63 \}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 1.41}{100 \times 8} = 0.207 \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0184$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.920 \times 7 \times 2.01} = 46.35 \text{ MPa} \langle \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma}_{bc}$$

La condition est vérifiée.

e) vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4.A.C_P.w_P$$

Avec :

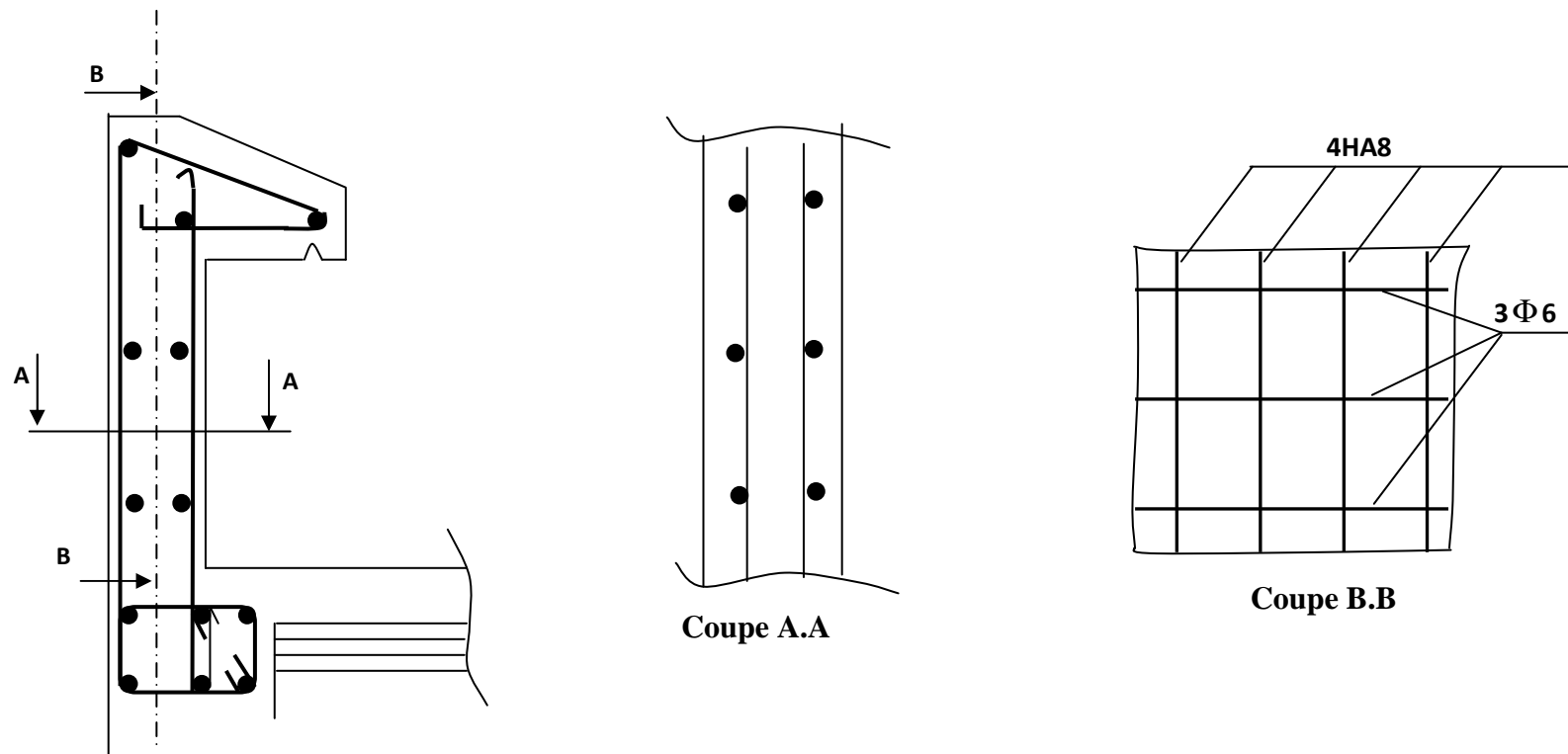
A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$
(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

w_P : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,715 kN.

D'où : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,715 = 0,823 \text{ kN} < Q = 1 \text{ kN}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_P , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable



Plan de ferrailage de l'acrotère

III.2.LES PLANCHERS

III.2.1. Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4)[cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.2.2.La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Soit L' : l'entraxe des poutrelles ($L'=65$ cm).

• Le ferrailage :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Si } L' \leq 50[\text{cm}]$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq L' \leq 80[\text{cm}]$$

$$\text{Dans notre cas } L' = 65 [\text{cm}] \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

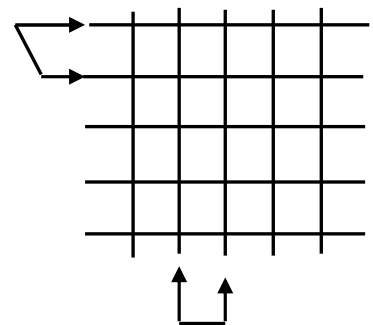
Soit : $A_{\perp} = 5HA4 = 0.63 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

b Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315[\text{cm}^2]$$

Soit : $A_{\parallel} = 4T4 = 0.5 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.

$S_t = 25 [\text{cm}]$



$st = 20 [\text{cm}]$

III.2.3. Les poutrelles :

Le calcul se fera pour l'étage le plus défavorable puisque les travées sont les mêmes pour tout l'ouvrage, c'est le cas du RDC.

Ces poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle est simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

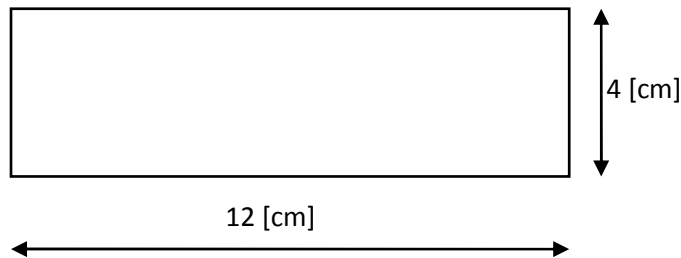


Fig III.2.1. Section transversale de la poutrelle

1. Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ [KN/ml].
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62$ [KN/ml].

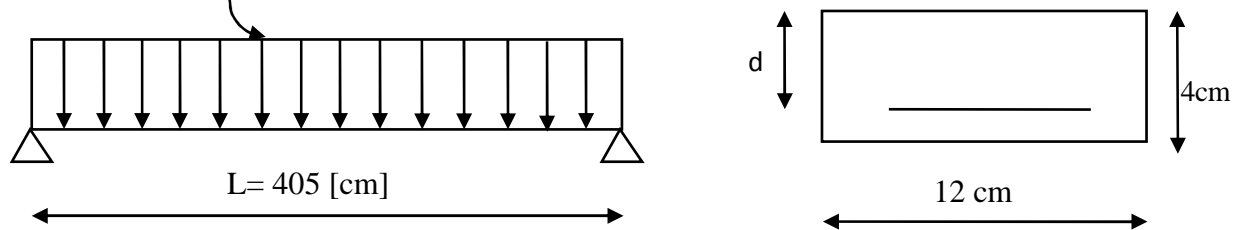
$$G_{TOT} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ [KN/ml].}$$

- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1$ [KN/ml].

2. Le ferrailage à l'ELU :

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,5 \text{ [KN/ml]}.$$



L : c'est la distance entre nu d'appuis.

d : hauteur utile.

b) Calcul du moment en travée :

$$M_U = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{2,5 \times 4,05^2}{8} = 5,12 \text{ [KN.m]}$$

$$\mu = \frac{5,12 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.51 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

$\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section doublement armée.

Remarque : la hauteur de la poutrelle ($h=4$ [cm]) étant insuffisante pour disposer 02 nappes d'armatures, il faudra alors lui prévoir des étais qui serviront comme appuis intermédiaires.

Etape 2: Apres coulage du béton de la dalle de compression:

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en continue de section en T partiellement encastree à ses 02 extrémités, elle supporte son poids propre et de la dalle de compression ainsi que les sur charges revenant au plancher.

-Pour le plancher de RDC :

- Poids propre du plancher :

$$G_{ppt} = 5,38 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

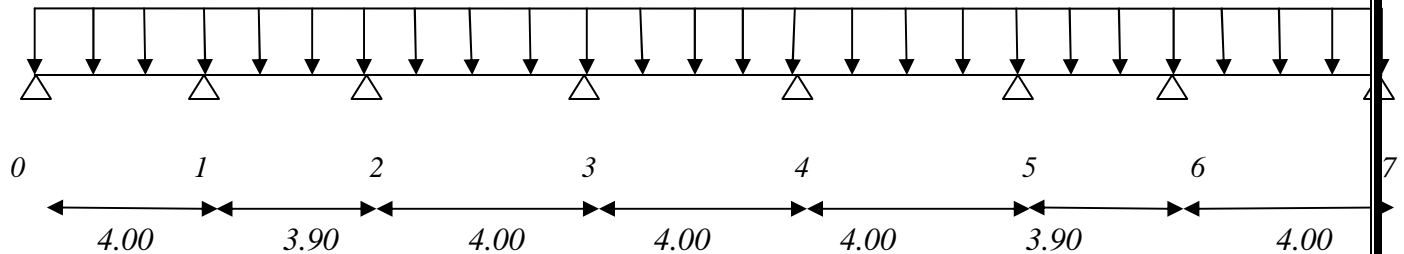
- Surcharge d'exploitation :

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

- *Combinaisons de charge :*

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35(5,38) + 1.5(5)] \cdot 0.65 = 9,60 [\text{KN/ml}]$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = [5,38 + 5] \cdot 0.65 = 6,75 [\text{KN/ml}]$$



FigIII.2.2. Schéma statique de la poutrelle

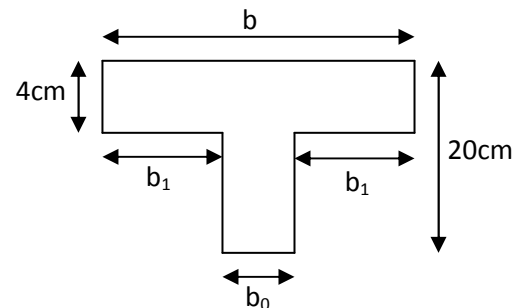
- *Calcul de la table de compression : (Art A .4.1, 4 /BAEL91 modifié 99)*

La largeur d'hourdis à prendre en compte de charge côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$\diamond b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 [\text{cm}]$$

$$\diamond b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{400}{10} = 40 [\text{cm}]$$

$$\diamond b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{440}{2} = 146,67 [\text{cm}]$$



Avec :

l : Distance entre axes des poutrelles

l_1 : Portée de la travée ($l_1 = 400$ cm)

$$b_1 = \min(26.5, 40, 146,67) = 26.5 [\text{cm}]$$

$$\Rightarrow b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 [\text{cm}]$$

- **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des (03) moments.

- **Vérification de la méthode forfaitaire : (art B .6.2.210 BAEL 91 modifié 99) :**

a. $Q \leq \min (2G, 5 \text{ [KN.m]})$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 5,38 = 10,76 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ Q = 5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{array} \right.$$

$$Q = 5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, notre plancher est à charge d'exploitation modérée.

b. $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{400}{390} = 1.02 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{390}{400} = 0,98 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{400}{400} = 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_4}{l_5} = \frac{400}{400} = 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_5}{l_6} = \frac{400}{390} = 1,02 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{l_6}{l_7} = \frac{390}{400} = 0.98 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- c. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- d. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

• **Principe de la méthode :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions (0.4, 0.5 ,0.6) fixée forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée (l) que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (Q) (moments isostatique).

$$\text{Avec } M_0 = ql^2/8$$

M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que le moment max en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

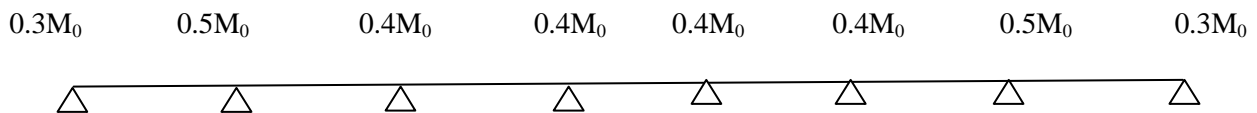
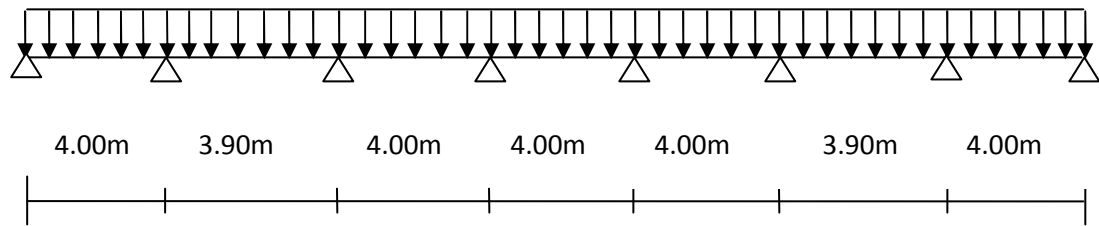
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.38} = 0,48 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

$$\text{- travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$

$$\text{- travée de rive : } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$$



On aura après calcul : $\alpha = 0,48$

$$1 + 0,3\alpha = 1,144$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,572$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,672$$

- **calcul des moments en travée**

- **travée de rive**

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,672M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,144M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,744M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$$

On prend $M_t = 0,744 M_0$

- Travée intermédiaire

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.144M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.694M_0$$

$$M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.572M_0$$

On prend $M_t = 0.694 M_0$

• **calcul des moments isostatiques**

$Q_u = 9,60 \text{KN/ml}$

travées	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
Portée de la travée (m)	4	3.9	4	4	4	3.9	4
$M_0 = q l^2 / 8$	19.2	18.25	19.2	19.2	19.2	18.25	19.2

• **calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u l}{2}$$

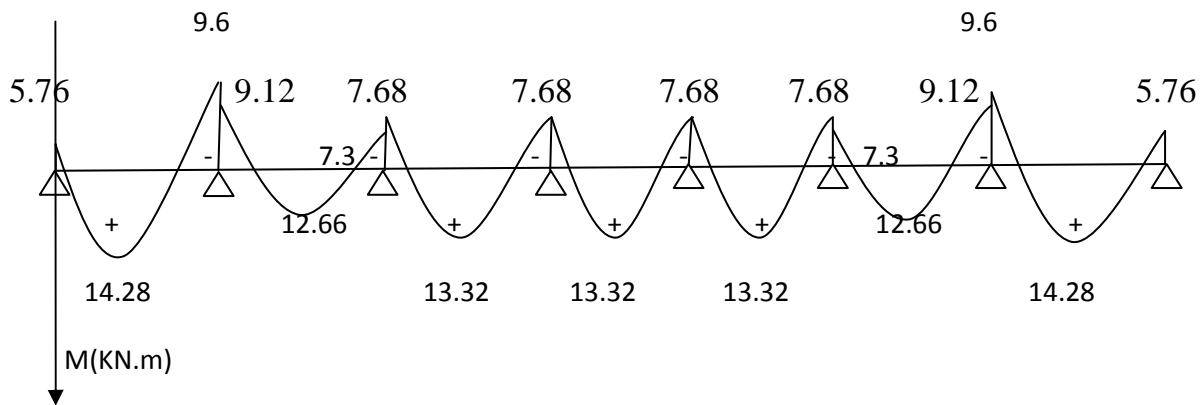
$$T_e = T_w + q_u l$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui .

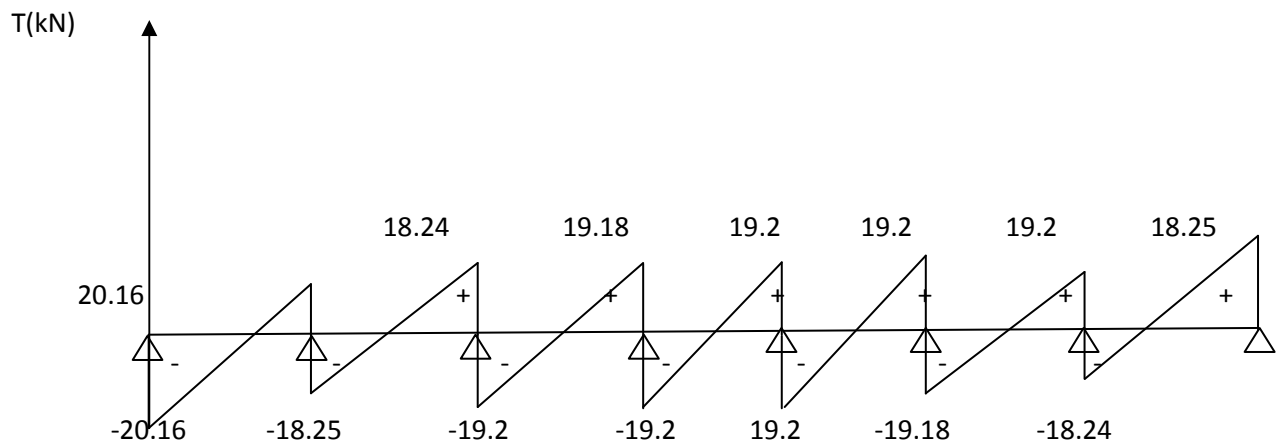
Travée	0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	5.76	9.12	7.68	7.68	7.68	7.3	9.6
M_e (KN.m)	9.6	7.3	7.68	7.68	7.68	9.12	5.76
T_w (KN)	-20.16	-18.25	-19.2	-19.2	-19.2	-19.18	-18.24
T_e (KN)	18.24	19.18	19.2	19.2	19.2	18.25	20.16
M_t (KN.m)	14.28	12.66	13.32	13.32	13.32	12.66	14.28

• Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

a) diagramme des moments :



b) diagramme des efforts tranchants :



- *Calcul des armatures à l'ELU :*

1. *Armatures longitudinales :*

- *Armatures en travées :*

$$M_{tmax} = 14,28 \text{ [KN.m]}$$

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

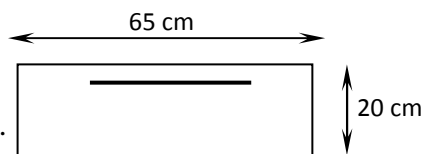
$$b = 65 \text{ cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_o = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_o = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.07 \text{ [KN.m]}$$

$M_t^{\max} = 14,28 \text{ [KN.m]} < M_o = 59.07 \text{ [KN.m]} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression \Rightarrow La section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 20$).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{14.28 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$


$$\Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{14.28 \times 10^5}{0,975 \times 18 \times 34800} = 2.33 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]}.$

- *Aux appuis:*

$$M_a^{\max} = 9,60 \text{ [KN.m]}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{9,60 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,174 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.904$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{b d \sigma_{st}} = \frac{9,60 \times 10^5}{0,904 \times 18 \times 348 \times 100} = 1.69 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adp}} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

2. Armatures transversales:

- **Diamètre des barres (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right)$$

Avec ϕ_l^{\max} : diamètre max des armatures longitudinales.

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right) = 0.57 \text{ [cm]}.$$

On prend $\phi_t = 0.6 \text{ [cm]}$.

- **Espacement des armatures :**

L'espacement est donné par l'article A 5.1 BAEL 91

$$S_{\text{tmin}} \leq \min (0.9d, 40 \text{ [cm]}).$$

$$S_{\text{tmin}} \leq \min (16.2, 40 \text{ [cm]}).$$

On prend $S_t = 16 \text{ [cm]}$.

3. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**
- **En travée :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{min}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\text{min}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art51.211 / BAEL91 modifié 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33, 5) = 3.33 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d}$$

$$V_u^{max} = 20,16 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{20,16 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,933 \text{ [MPa]}. \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91/ Art 5.1,313)

a. Sur le béton :

$$\frac{0.4f_{28}}{\gamma_b} \times 0.9db_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a $V_u^{max} = 20,16 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b. Sur l'acier :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \frac{|M_{max}|}{0.9d})$

$$A = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma}{f_e} (V_u^{max} - \frac{|M_{max}|}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (20,16 \times 10^3 - \frac{9,6 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -1,12 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]} > -1,12 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

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

il faut vérifier que

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\sum U_i = n[\Phi = 3.14 \times 2 \times 12 = 75,36 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{20,16 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75,36} = 1,65 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1.65 \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99):**

$$\tau_{se}^- = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.3 \text{ [cm]}$$

On prend $L_s = 42.3 \text{ [cm]}$

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage $l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.3 = 16.92 \text{ [cm]}$

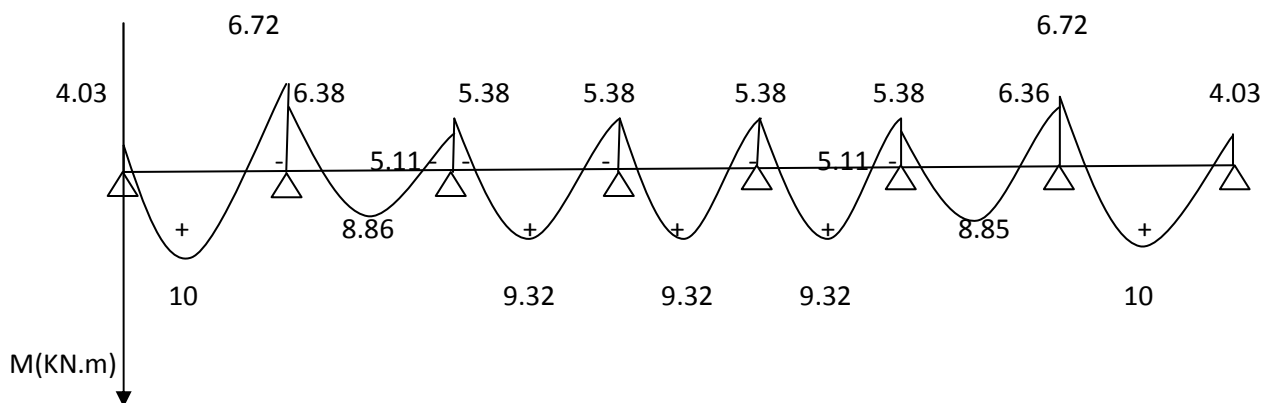
- **Calcul à l'ELS :**

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (**BAEL 91.p.53**)

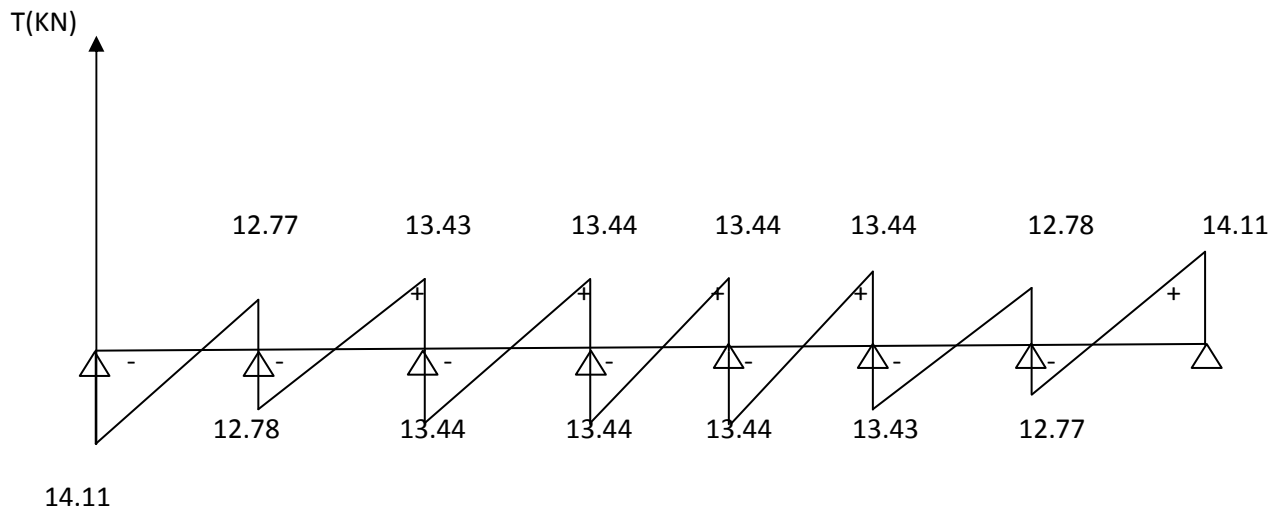
Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,75}{9,6} = 0,7.$$

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS:



Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN) :



1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \Rightarrow k_1 = 20.31 \text{ et } B_1 = 0.858$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,72 \times 10^{-3}}{0,858 \times 0,18 \times 2,2610^{-4}} = 192,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

La contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192.53}{20.31} = 9.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.48 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 10 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{10 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 276.01 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{276.01}{19.84} = 13.91 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 13.91 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche : (BAEL 91ART B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

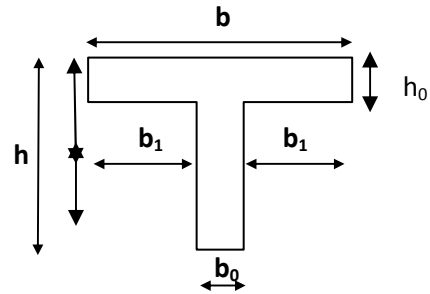
- **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + nA$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 467 [\text{cm}^2]$$



- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t d$$

$$s_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458,5 [\text{cm}^2]$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{467} = 7,40 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,4 = 12,6 [\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,4^3 + 12,6^3) + (65 - 12) 4 \times \left(7,4 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.35 (12,6 - 2)^2$$

$$I_0 = 20909,81 [\text{cm}^4]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01095$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.095 \Rightarrow \beta_1 = 0.896$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b} \right] \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3 \frac{12}{65} \right] 0.10695} = 0,15$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{10 \times 10^6}{0.896 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 263,85 [\text{MPa}]$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01095 \times 276,01 + 2.1} = 0.25$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 [\text{MPa}]$$

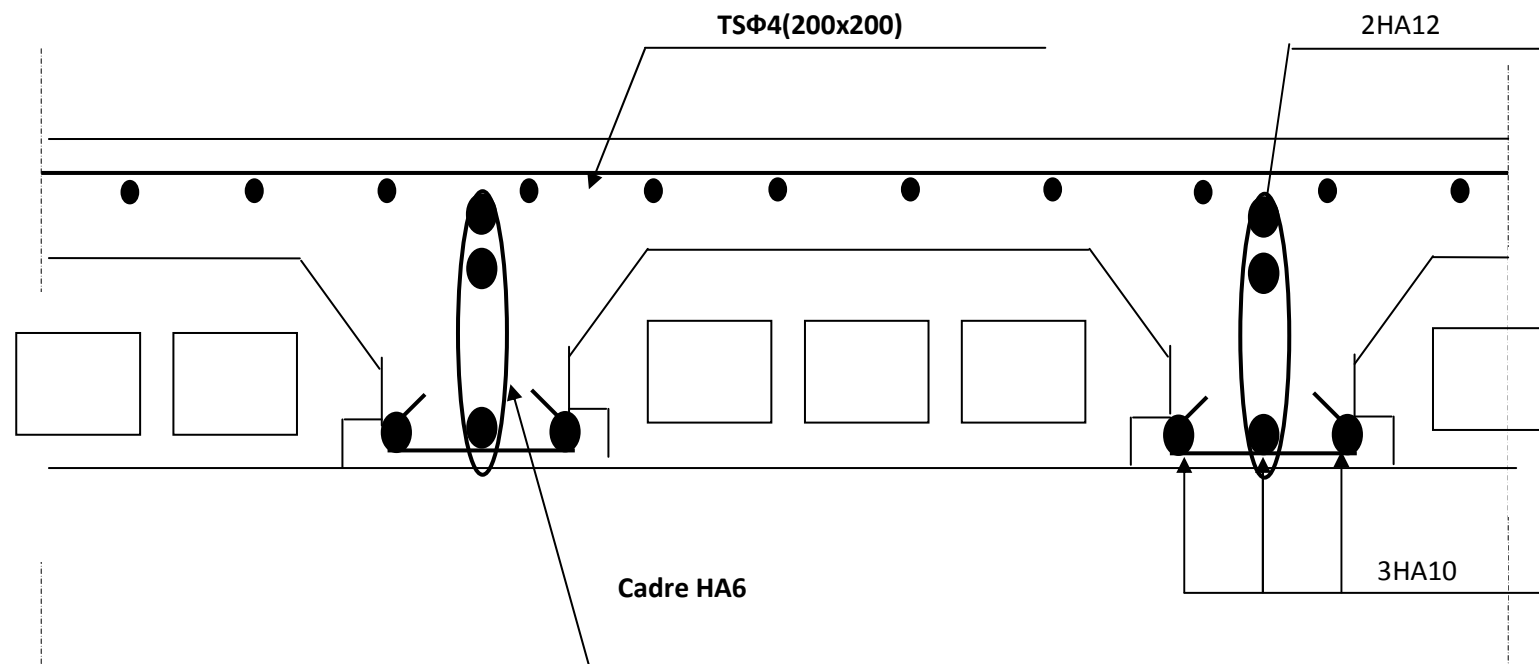
$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20909,81}{1 + 0.15 \times 0.25} = 22169,44 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{10 \times 10^6 (4,05 \times 10^3)^2}{10 \times 20909,81 \times 22169,44 \times 10^4} = 3,54 [\text{mm}] < \bar{f} = \frac{4050}{500} = 8,1 [\text{mm}]$$

La flèche est vérifiée

- *Ferrillages des planchers en corps ceux :*

Planchers étages courant et RDC



FigIII.2.3. : Schéma de ferrillage des planchers étages courants et RDC

