

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'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+6) à usage commercial et d'habitation
Contreventé par des voiles avec l'application du logiciel ETABS.



Dirigé par :
M^{me} : KHELOUI.

Année 2013/2014

Etudié par:
M^{elle} : GHEMMOUR Ferroudja.
M^{elle} : AMARA Nadia.

REMERCIEMENT

Nous remercions avant tous Allah

De nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre Promotrice M^{me} KHELOUI, pour ses orientations et ses conseils tout le long de notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants sans oublier le personnel de la bibliothèque de Génie civil.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis(es) pour leur aide, leur patience, Leur compréhension et leur encouragement.

Melle : AMARA NADIA

Melle: GHEMMOUR FERROUDJA

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie.*

À mes très chers frère

À mes très chères sœurs DJAMILA et KARIMA

À toute ma famille sans exception et mes proches.

À tous ceux que j'aime.

À tous ceux qui nous ont aidé

À tous mes amis(es) et toute la promotion 2013-2014.

NADIA.A

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin que dieu me les garde, ma
mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.*

*À ma très chère sœur Katia et sa petite famille, à mon petit
frère Yacine,*

À toute ma famille sans exception et mes proches.

À tous ceux que j'aime, et qui m'aiment

À tous ceux qui nous ont aidé

À tous mes amis(es) et toute la promotion 2013-2014.

Ferroudja. GH

Sommaire

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage	01
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments	08
Chapitre III : Calcul des éléments	22
III.1- Acrotère.	22
III.2- Plancher.	29
III.3-Escalier	55
III.4- Balcon..	79
III.5-Porte à faux	85
III.6- Salle machine.	91
Chapitre IV : présentation de l'ETABS	99
Chapitre V : Fichier résultats.	113
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.	122
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.	135
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.	148
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.	163
Chapitre X : Plans de ferrailage.	

Conclusion

Bibliographie

Introduction :

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

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+6 contreventée par voiles en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 9.7.

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I- Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, ce bâtiment sera implanté à TIZI-OUZOU ville classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

I.1- Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La hauteur totale est de : 22,27m
- La hauteur du RDC : 3,91m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur de l'ouvrage : 18,60m
- La largeur de l'ouvrage : 13.50m

I.2- Les éléments de l'ouvrage :

- ***L'ossature***: l'ossature est composée de :
 - Portiques (Poutres et Poteaux).
 - Voiles porteurs et de contreventement en béton armé, dans les deux sens.
- ***Plancher*** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1-La Fonction de résistance mécanique: les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2-La fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux.

Le plancher terrasse (inaccessible) ayant un complément d'étanchéité et le béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- ***Le Remplissage*** : on distingue deux types :
 - Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5cm.
 - Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

I.3- Les Revêtements : On a :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4- Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

I.5- Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1- Le béton :

a) Les caractéristiques physiques et mécaniques :

1. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

b) Contraintes limites :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

• Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perd ses capacités :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

• Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états où les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

1. Contrainte limites de compression :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa] \quad \gamma_b: \text{Coefficient de sécurité}$$

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{cb} = 14,20 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{cb} = 18,48 \text{ MPa}$

θ = coefficient de la durée d'application des actions considérées,

- $\theta = 1$ si la durée d'application est $\geq 24 \text{ h}$;
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1h et 24h ;
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est $< 1 \text{ h}$.

2. Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5.1,21 BAEL 91)

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$
$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

3. Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} [MPa] \quad \sigma_{bc} = 15 [MPa]$$

c) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue:

1. Module d'élasticité instantané : (Art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

2. Module d'élasticité différée : (Art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

3. Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa avec :}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson : (Art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations relatives transversales sur la déformation longitudinales

$$\left\{ \nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}} \right\}, \text{ il sera égal à :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service (ELS)} \\ \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU)} \end{array} \right.$$

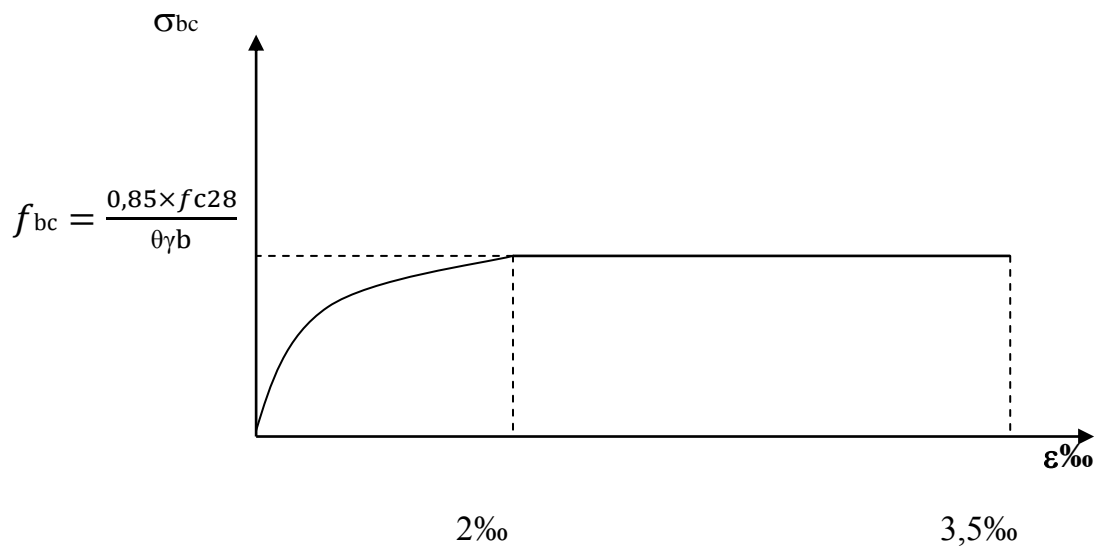


Fig.1.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

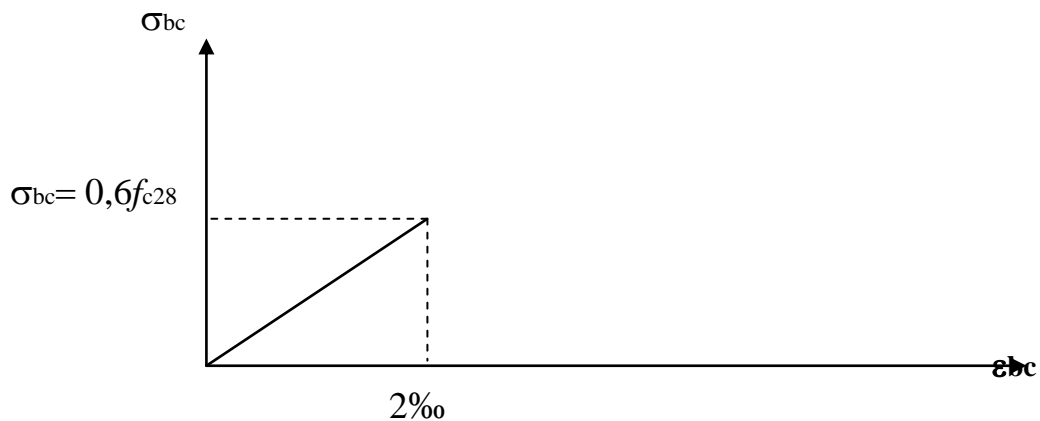


Fig.1.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

1.6.2-Les aciers :

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que le béton ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse	RL	235	410-490	22‰	1
	Haute adhérence FeE400 E235	HA	400	480	14‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\phi < 6$)	TS	520	550	8‰	1

Tableau 1.1- Caractéristiques des aciers

1. Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

2. Limite élasticité de l'acier :

• ELU:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa} & \text{pour les aciers doux} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE240}$$

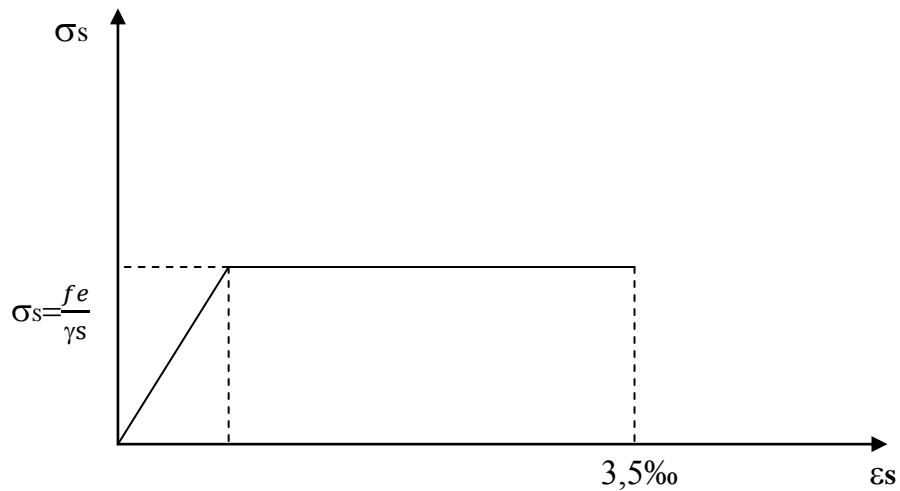


Fig1.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- **ELS:**

- **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad \text{en Mpa} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91}) \quad \text{avec:}$$

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration.} \quad \begin{cases} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences (HA).} \end{cases}$$

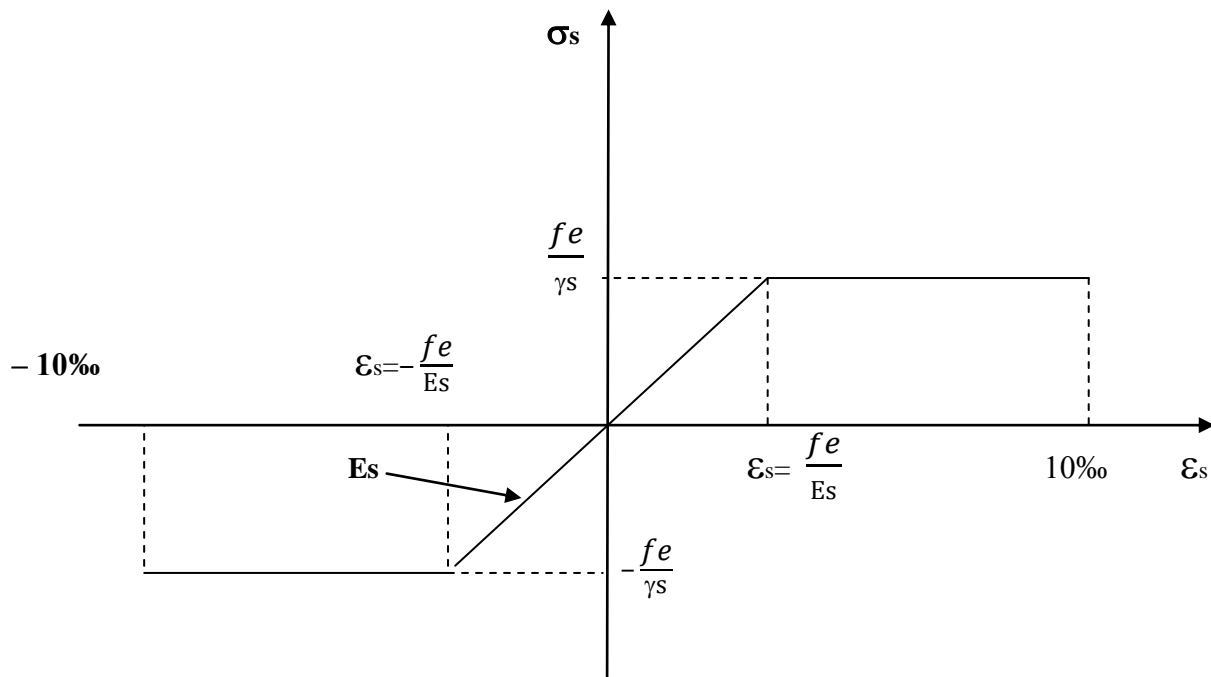


Fig.1.4 : Diagramme contrainte-déformation.

- **Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :**

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

Pré dimensionnement des éléments

II-Pré dimensionnement et descente de charge :

II.1- Introduction :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges d'exploitations qui sont reprises par les différents poteaux.

II.1.1- Calcul et détermination des charges :

- Charge permanentes :

1- Plancher d'étage courant en corps creux :

1. Revêtement en carrelage ($e_p = 2\text{cm}$)	—————→	$0,02 \times 20 = 0,40\text{KN/m}^2$
2. Mortier de pose ($e_p = 2\text{cm}$)	—————→	$0,02 \times 22 = 0,44\text{KN/m}^2$
3. Couche de sable ($e_p = 2\text{cm}$)	—————→	$0,02 \times 18 = 0,36\text{KN/m}^2$
4. Plancher corps creux ($e_p = 16+4$)	—————→	$2,85\text{KN/m}^2$
5. Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)	—————→	$0,02 \times 10 = 0,2\text{KN/m}^2$
6. Cloison de séparation ($e_p = 10\text{cm}$)	—————→	$0,90\text{KN/m}^2$

$$G = 5,15\text{KN/m}^2$$

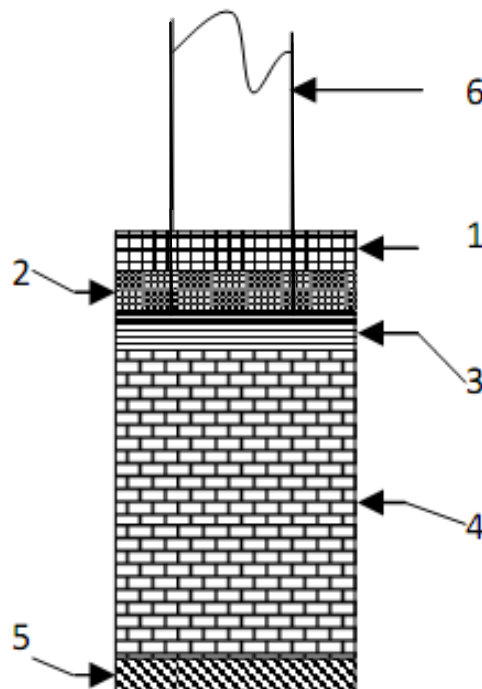


Fig.II.1 :plancher d'étage courant

2- Plancher terrasse en corps creux

1. Protection lourde ($e_p = 5\text{cm}$)	—————→	$0,05 \times 20 = 1,00\text{KN/m}^2$
2. Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{cm}$)	—————→	$0,02 \times 6 = 0,12\text{KN/m}^2$
3. Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$)	—————→	$0,07 \times 20 = 1,40\text{KN/m}^2$
4. Feuilles de polyane	—————→	$0,25 \times 0,04 = 0,01\text{ KN/m}^2$
5. Isolation thermique ($e_p = 4\text{cm}$)	—————→	$0,04 \times 4 = 0,16\text{ KN/m}^2$
6. Planche en corps creux (16+4)	—————→	$2,85\text{KN/m}^2$
7. Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$)	—————→	$0,02 \times 10 = 0,20\text{KN/m}^2$

$$G = 5,74\text{KN/m}^2$$

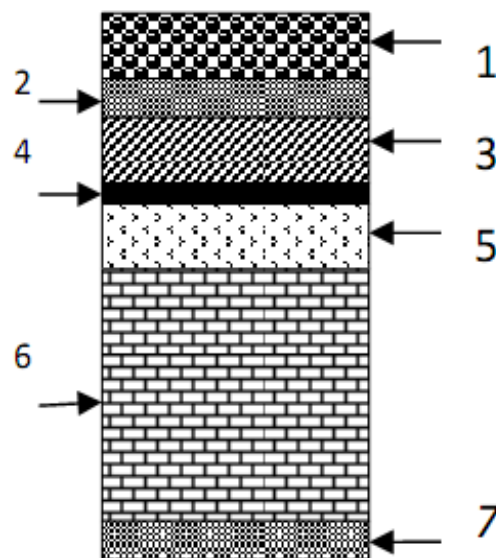


Fig. II.2 : Plancher terrasse

- **Surcharges d'exploitations :**

Plancher terrasse inaccessible	—————→	$Q = 1\text{KN/m}^2$
Surcharge à usage d'habitation	—————→	$Q = 1,5\text{KN/m}^2$

II.1.2- Pré dimensionnement et descente de charge :

1- Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

l : Portée libre maximale des poutrelles ; $l = 3,80\text{m}$

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} = 16,88\text{m}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

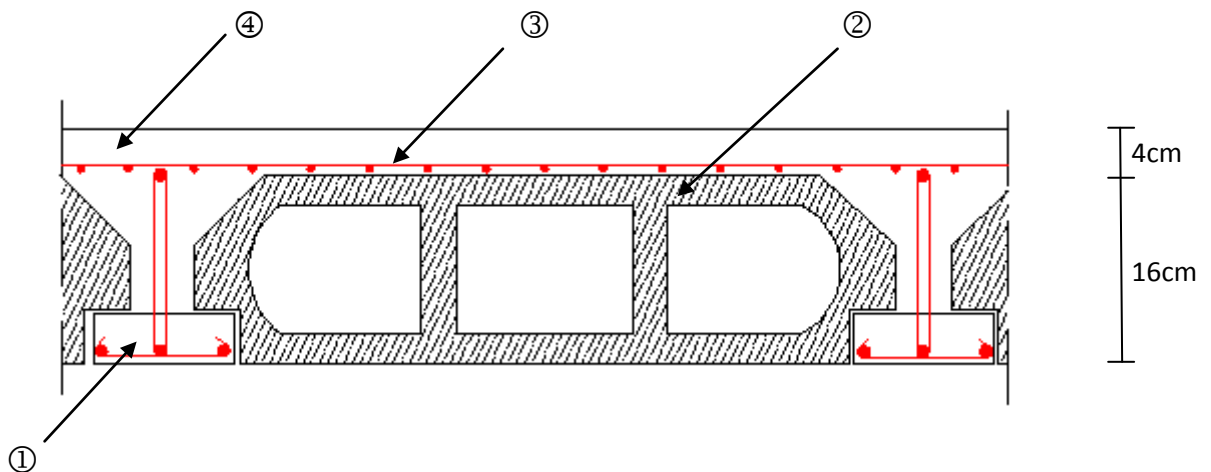


FIG.II.3 :coupe verticale du plancher

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

2- Les Murs :

a) Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm.

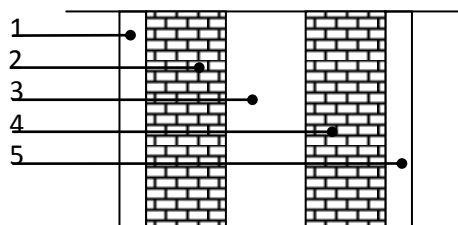


Fig.II.4. Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 /cm)	G (KN / m2)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.36
2	Briques creuses	10	/	1.30
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	0.09	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
G Total				2.76

b) Murs intérieurs :

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

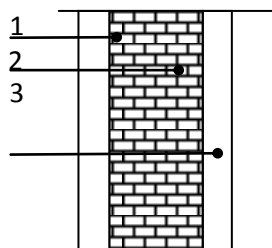


Fig.II.5. Coupe vertical d'un mur de séparation

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
G Total				1.2

3- Les poutres :

La hauteur des poutres est donnée par $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$ (Art A.4.14 BAEL 91).

Avec :

l : Portée libre dans le sens considéré.

- La largeur des poutres est donnée par :

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ —————> poutre principale.

$0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t$ —————> Poutre secondaire.

a) poutre principale :

- **Hauteur h_t :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 4,75 - 0,30 = 4,45\text{m}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \quad 29,66 \leq h_t \leq 44,5 \quad \text{on prend : } h_t = 40\text{cm}$$

- **Largeur b :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend: } b = 30\text{cm}$$

- **Vérification : (Art 7.5.1 / RPA 99 version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,33h + b_1 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20\text{cm} \\ h_t = 40 > 30 \\ 1,33 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées.}$$

b) Poutre secondaire :

- **Hauteur h_t :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 3,8 - 0,30 = 3,50\text{m}$$

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \quad 23,33 \leq h_t \leq 35 \quad \text{on prend: } h_t = 35\text{cm.}$$

- **Largeur b :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{on prend: } b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$$

$$E_{ht} / b = 35/30 = 1,16 < 4 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Conclusion:

- Poutres principales(30x 40)
- Poutressecondaires (30 x 35)

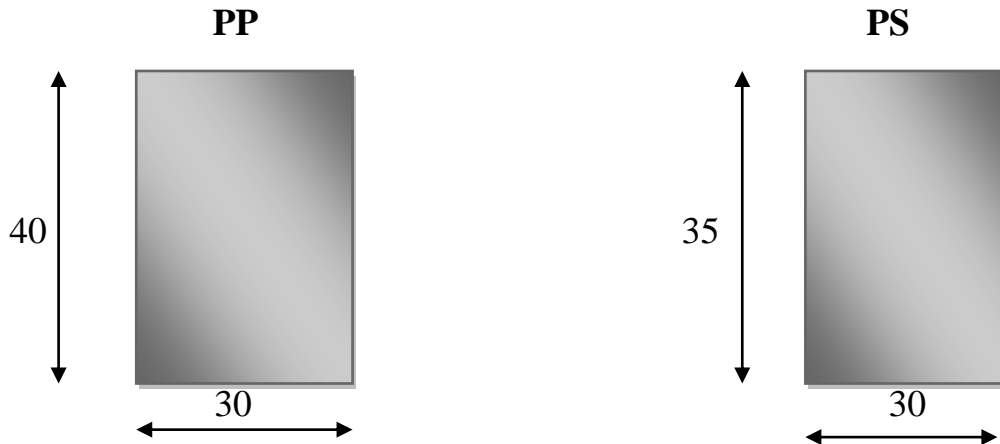


Fig.II.6 : Dimensions des Poutres.

4- Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton à l'ELS

N_{\max} : effort normal maximal à la base du poteau

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (zone IIa). (Art 7.4.1 RPA99 version 2003)
- ✓ $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

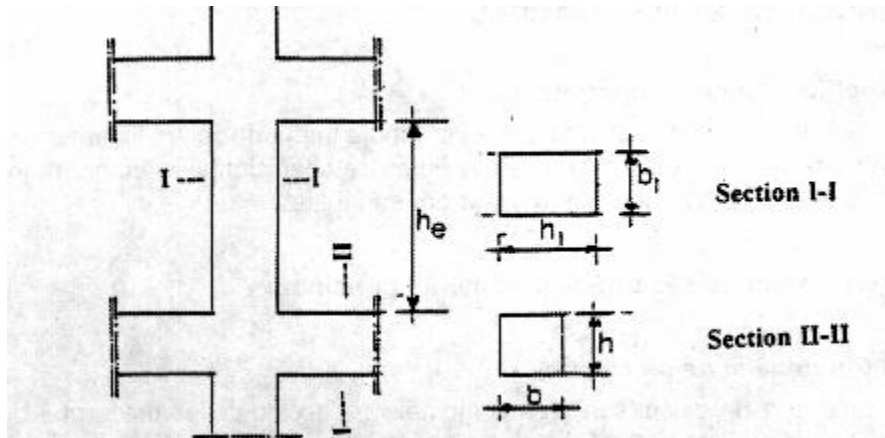
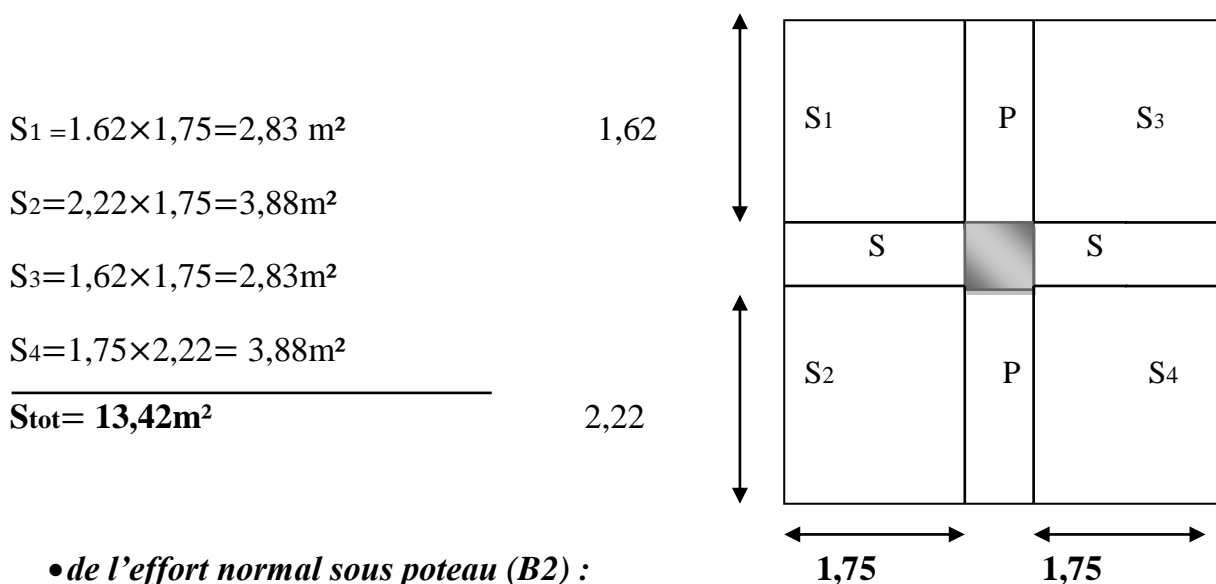


Fig. II.7 : Coffrage des poteaux

- **Détermination de la surface revenant au poteau**

La surface de plancher terrasse et celle des étages courants :



- **de l'effort normal sous poteau (B2) :**

La surface d'influence revenant au poteau **B2** = 13,42 m²

1) Poids de la poutre et du poteau :

a) **Poutres principales :** $G_{pp} = (0,3 \times 0,40) \times 25 \times 3,84 = 11,52 \text{ KN}$

b) **poutres secondaires :**

$G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3,50 = 9,18 \text{ KN}$

On aura alors le poids de la poutre : **$G_p = 20,7 \text{ KN}$**

c) **poids du poteau B2**

Poteau d'étage courant $P_{pt} \longrightarrow (0,30 \times 0,30) 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Poteau de RDC P_{pt} \longrightarrow $(0,30 \times 0,30) 3,91 \times 25 = 8,79 \text{ KN}$

2) Poids du plancher :

a) Poids du plancher terrasse :

$$G = 5,74 \times 13,42 = 77,03 \text{ KN}$$

b) Poids du plancher d'étage courant :

$$G = 5,15 \times 13,42 = 69,11 \text{ KN}$$

3) Surcharge d'exploitation (Document Technique Réglementaire) :

$$Q_0 = 1 \times 13,42 = 13,42 \text{ KN} \quad \text{Surcharge du plancher terrasse.}$$

$$Q_1 \text{ à } Q_6 = 1,5 \times 13,42 = 20,13 \text{ KN} \quad \text{Surcharge du plancher à usage d'habitation}$$

➤ Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q = Q_0 = \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : ($i=1$ à n) : charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n .

Coefficients de dégression de surcharges :

NIV	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

6 ^{ème}	$Q_0 \downarrow$
5 ^{ème}	$Q_0 + Q_1 \downarrow$
4 ^{ème}	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \downarrow$
3 ^{ème}	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \downarrow$
2 ^{ème}	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \downarrow$
1 ^{ème}	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \downarrow$
RDC	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \downarrow$

Fig.II.8 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Tableau II.1 : Récapitulatif de la descente de charge.

NIV	Charges permanentes G en (KN)					Surcharges d'exploitations Q en (KN)			Cm ²	
	Plancher	Poteau	Poutre	Total	Cumule	Plancher	Cumule	N=Gc+Qc	S≥Ns /σbc	Section du poteau
6	77,03	0,00	20,70	97,73	97,73	13,42	13,42	111,15	74,10	35x35
5	69,11	6,88	20,70	96,69	194,42	33,55	46,97	241,39	160,92	35x35
4	69,11	6,88	20,70	96,69	291,11	51,66	98,63	389,74	259,82	35x35
3	69,11	6,88	20,70	96,76	450,11	67,77	166,40	616,51	411,01	35x35
2	69,11	6,88	20,70	96,69	546,80	81,86	248,26	795,06	530,04	40x40
1	69,11	6,88	20,70	96,69	643,49	93,94	342,20	985,69	657,12	40x40
RDC	69,11	8,79	20,70	98,60	742,09	104,01	446,21	1188,30	792,20	40x40

- **Vérification relative au coffrage (RPA99 version 2003 Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les décalages sont interdits.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{poteau (40x40)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \min(40, 40) = 40 \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40, 40) = 40 \geq \left\{ \begin{array}{l} 17,55 \text{ cm} \dots \text{RDC} \\ 13,30 \text{ cm} \dots \text{E.C} \end{array} \right. \\ 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec h_e : la hauteur du poteau, $h_e = 391 - 40 = 351$ cm

⇒ **Les conditions sont vérifiées**

Conclusion :

Pour les poteaux on adoptera les sections suivantes :

Niveau	Section
RDC et 1-2	(40x40)
3-4-5-6	(35x35)

Tableau. II.2 : Sections des poteaux

- **Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \text{ Avec :}$$

- λ : Elancement du poteau.
- $l_f = 0,7 \ell_o$: longueur de flambement.
- ℓ_o : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$\ell_o = 3,91$ pour RDC et 3,06 pour un étage courant.

➤ i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

➤ I : Moment d'inertie de poteau ($I = bh^3 / 12$).

➤ B : Section transversale de poteau ($B = b \times h$).

$$\lambda = \frac{0,7 \ell_o}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 \ell_o}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12}}{h} 0,7 \ell_o \Rightarrow \lambda = 0,7 \sqrt{12} \frac{\ell_o}{h}$$

Section du poteau	(40×40)	(35×35)
λ : Elancement	23,70	21,20

$\lambda < 50 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

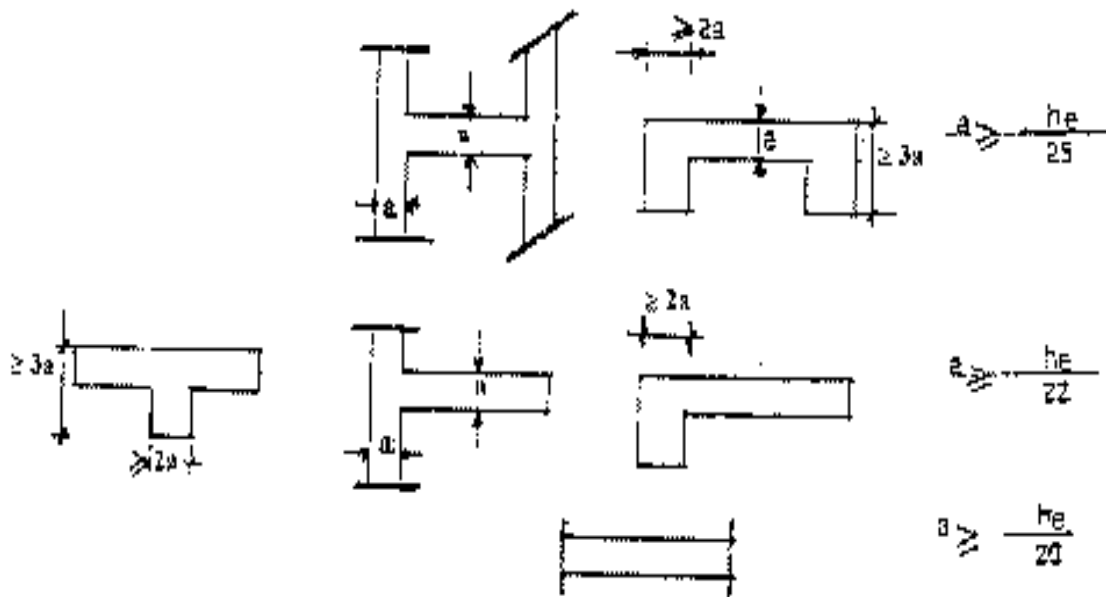
Conclusion :

Pas de risque de flambement.

5- Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/RPA 99) version 2003

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.
- D'après le RPA99 version 2003, leur pré dimensionnement se fera comme suit :

➤ L'épaisseur du voile (a) :



Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et la condition de rigidité aux extrémités. avec un minimum de 15 cm.

$h_e = 3,91 - 0,40 = 3,51\text{m}$ (la hauteur totale de RDC)

$$a_{\max} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{351}{20} = 17,55 \quad \text{on prend : } a = 20\text{cm}$$

➤ Longueur du voile (l) :

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4a$

$$l \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow l \geq 80\text{cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} l : \text{longueur du voile} \\ a : \text{Epaisseur du voile} \end{cases}$$

III) Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

III-1) Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal « N » dû à son poids propre et un effort latéral « Q » dû à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

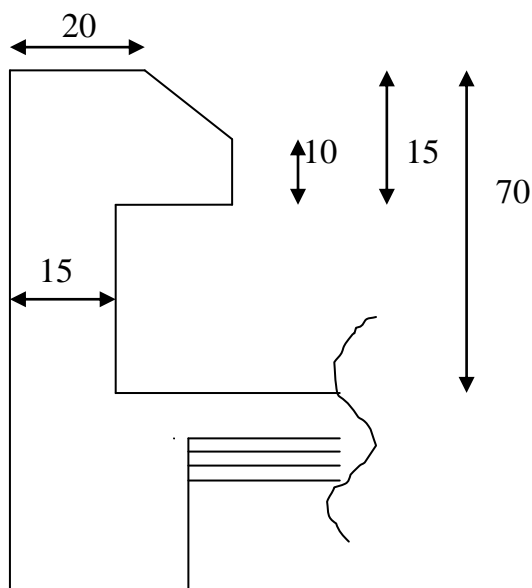


Fig .III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

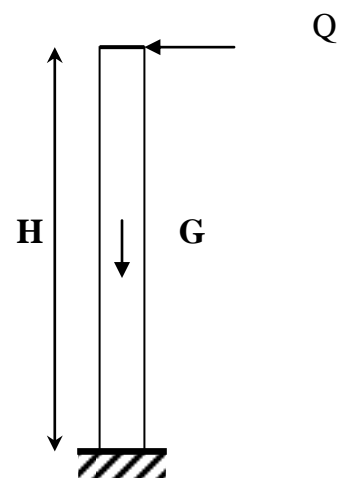
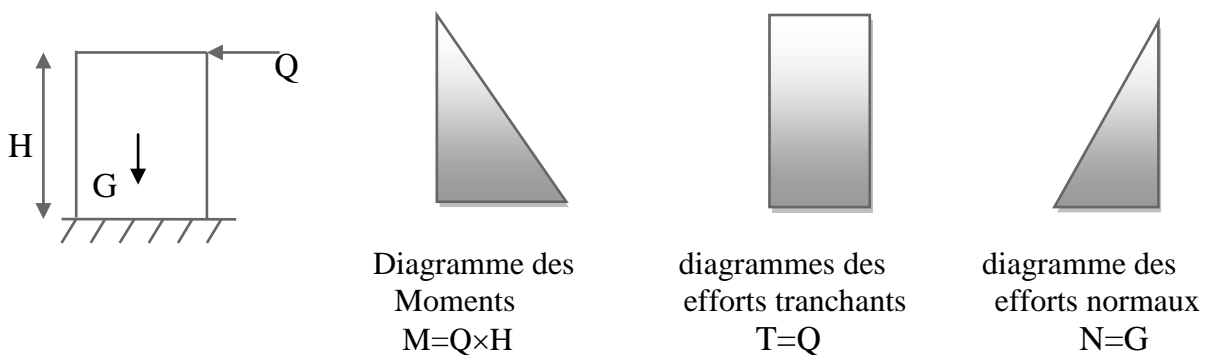


Fig .III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

• Schémas statiques de calcul:



1) Calcul des efforts :

a) Poids propre(G):

$$G = \rho \times S = 25 \cdot \left[(0.10 \times 0.3) + (0.2 \times 0.05) + \frac{0.05 \times 0.1}{2} + 0.15 \times 0.55 \right] = 3.125 \text{ KN/ml}$$
$$\Rightarrow G = 3.125 \text{ KN/ml}$$

Avec: ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

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

c) Effort normal dû au poids propre : $N_g = G \times 1 = 3.125 \text{ KN}$.

d) Effort normal dû au poids propre : $N_q = 0$.

e) Moment de renversement dû à G : $M_g = 0$.

f) Moment de renversement dû à Q : $M_q = Q \times H = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$.

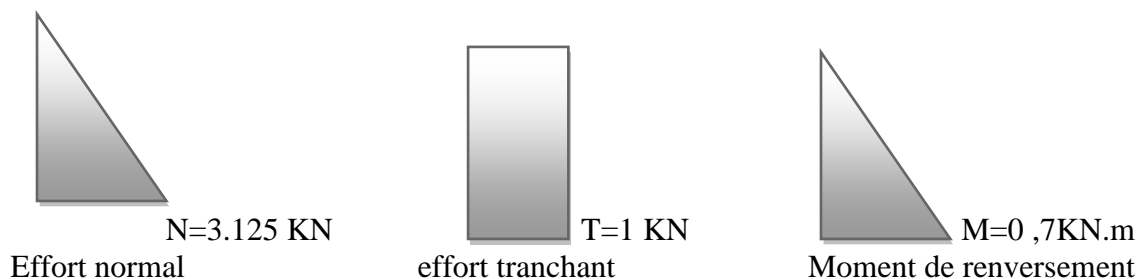


Fig.III.3 : Diagramme des efforts internes.

2) Combinaisons de charges :

a) **E.L.U :**

- Effort normal : $N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q = 1.35 \times 3.125 = 4.22 \text{ KN}$.
- Moment de renversement : $M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$.

b) **E.L.S :**

- Effort normal : $N_s = N_g + N_q = 3.125 \text{ KN}$.
- Moment de renversement : $M_s = M_g + M_q = 0.7 \text{ KN.m}$

3) Ferrailage:

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u , puis passer à une vérification de la section à l'ELS.

$h = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 7 \text{ cm}$ et $c = 3 \text{ cm}$.

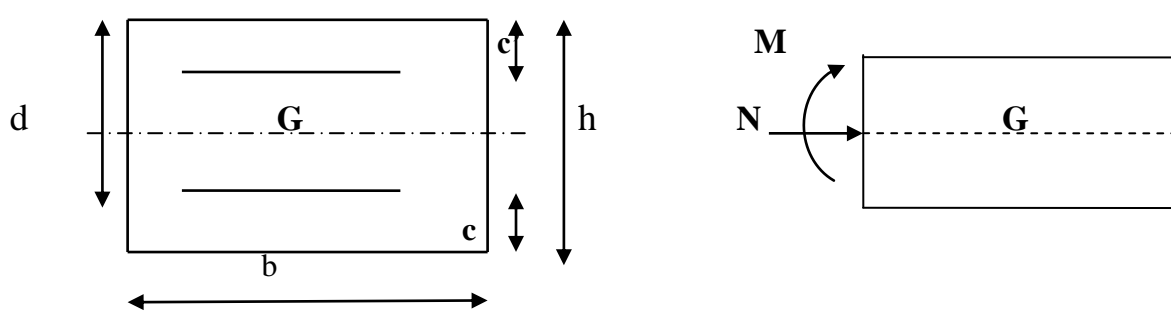


Fig.III.4 : schéma de calcul

h : Epaisseur de la section.

$d = h - c$ hauteur utile.

c et c' : Enrobage.

a) Calcul des armatures à l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{4.22} = 0.248\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{ cm} = 0.02\text{m}$$

⇒ Le centre de pression « Cp » 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 simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis calculé à la flexion composée.

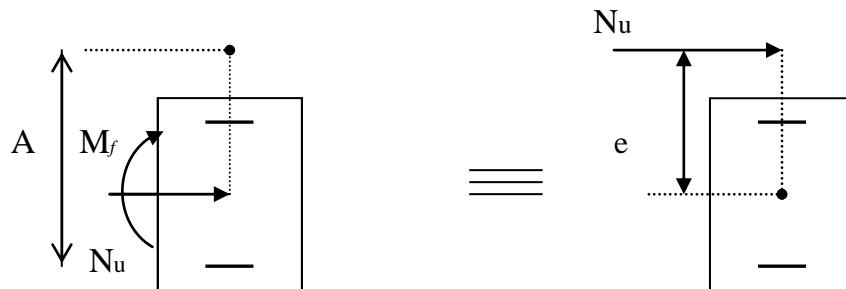


Fig III.5 : section rectangulaire soumise à une flexion composée.

- **Armatures principales**

1. Section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_{fu} = N_u \times a$ avec a : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « CG » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 24.8 + \frac{10}{2} - 3 = 26.8\text{cm}.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$M_f = 4.22 \times 0.268 = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.13 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1.13 \times 1000}{0.992 \times 348 \times 7} = 0.467 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_f = 0.467 \text{ cm}^2.$$

2. Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.467 - \frac{4.22 \times 10}{348} = 0.345 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 0.345 \text{ cm}^2.$$

b) Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL91 / Art A.4.2.1) :

$$A_{calculée} \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} \times \left(\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right), \text{ avec : } \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{3.125} = 0.224 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times 0.913 = 0.771 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} = 0.771 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{min} > A_u \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée.

Conclusion : les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : **$A_s = A_{min} = 0.771 \text{ cm}^2$**

A adoptée = 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de **25cm**.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{soit } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{St = 25cm}.$$

3. Vérification au cisaillement (BAEL91 / Art A.5.2.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = \min \left(0,15 \frac{25}{1,5} ; 4MPa \right) = \min(2,5; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant. } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN = 1,5 \times 1000 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1.1) :

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

ψ_s : coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme de périmètre utiles de barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

Avec : n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = 0,237MPa \leq 3,15MPa$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Longueur de scellement (**Art A.6. 1.221 BAEL91**)

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32cm.$$

c) vérification à l'ELS :

- **Dans l'acier:** il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_{e28} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,915 \\ k_1 = 44,17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{0,7 \times 1000}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 54,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :** $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{44,17} = 4,565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFIÉ 99] :**

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

❖ Ferrailage adopté :

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²**

avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²**

avec : **S_t = 25cm.**

3) Vérification au séisme :

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, « F_p » doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « Q ».

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad (\text{RPA99 version 2003})$$

- A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.
- W_p : Poids propre de l'acrotère.

-

Dans notre cas, on a :

- $A = 0,15$ (zone IIa, groupe d'usage 2)
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 3.125 \text{ KN}$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3.125 = 0,562 \text{ KN/ml} < 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte pour un ferrailage qui est adopté précédemment.

III-2) Calcul des planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués des poutrelles, d'un remplissage en corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4cm.

La dalle de compression est coulée surplace, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE520) d'élasticité $F_e=520\text{MPa}$; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91Art : B.6.8, 423**).

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Ce quadrillage d'armature ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts de charge appliquée sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées

Notamment celles correspondants aux cloisons.

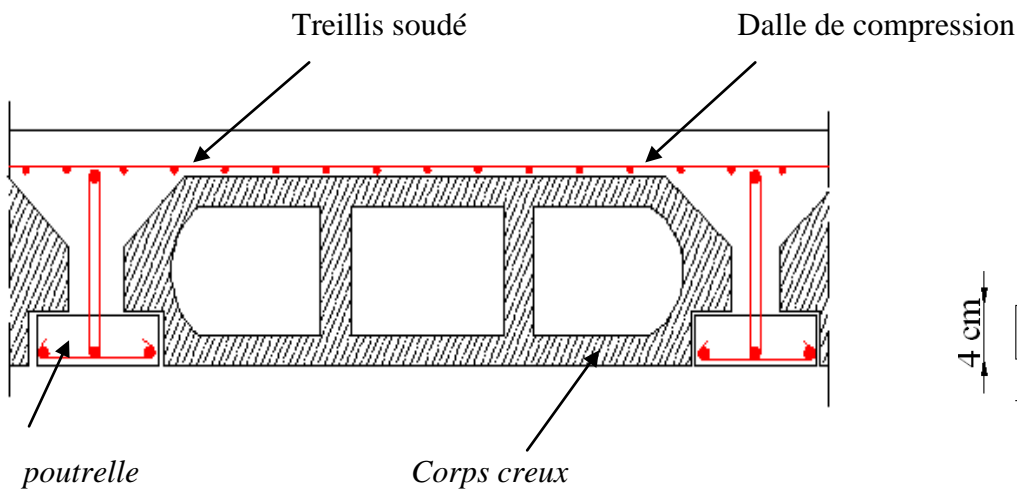


Fig.2.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

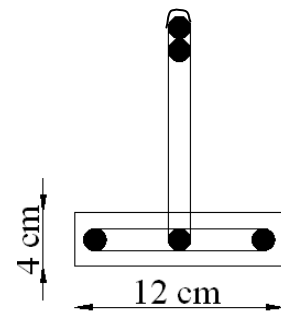


Fig.2.2 : poutrelle.

1) Etude de la dalle de compression :

Le calcul se fera pour une surface de $(1 \times 1) \text{ m}^2$, et on appliquera le même ferrailage pour tous les planchers.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A = \frac{4 \times L}{F_e}$, Avec ; L : la distance entre axes des poutrelles ; ($50 \leq L \leq 80\text{cm}$).

On prend : $L = 65\text{cm}$.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{//} = 5\Phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

$A_{\perp} = A_{//} = 5\Phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

Finalement :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TS520)

De dimension (5x 5x200x200) mm².

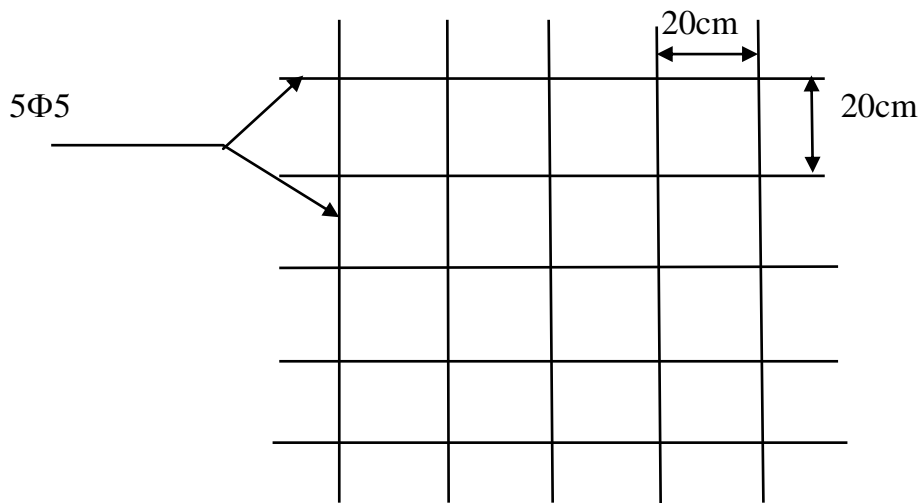


Fig.2.3 Treillis soudé (200×200)mm².

2) Etude des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité. Il se calcule comme une section en T. Dans notre cas on s'intéresse au plancher de RDC.

Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

- Poids propre : $G1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids de corps creux : $G2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.

• Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$2,5 \text{ kn/ml} \rightarrow q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison charge:**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ avec : } G = G1 + G2$$

$$q_u = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,40)^2}{8} = 3,61 \text{ N.m}$$

✓ **L'effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,40}{2} = 4,25 \text{ KN}$$

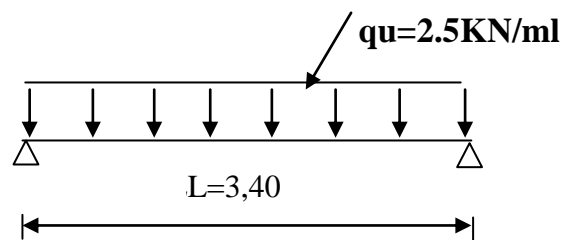


Fig 2.4: schéma statique de la poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments

✓ **Calcul des armatures** : avec : $b=12\text{cm}$, $h=4\text{cm}$, $c=2\text{cm}$ et $d=h-c=2\text{cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,30$$

$\mu_u = 5,30 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

NB : du fait que la hauteur de la poutrelle est très réduite, on est obligé de prévoir des étais intermédiaire pour supporter les charges avant le coulage, l'espacement entre les étais est de 80 à 120cm

b) après coulage de la dalle de compression (étage courant) :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis elle aura une section en T

Charges et surcharges :

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus défavorable, dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à étage courant

Poids propre du plancher : $G = 5,15 \times 0,65 = 3,45 \text{ KN /ml}$

Surcharge d'exploitations $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN /ml}$

b.1) Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16+4) = 20 \text{ cm}$: la hauteur du plancher ;

$h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression ;

$b_0 = 12 \text{ cm}$: la largeur de la nervure (poutrelle) ;

b_1 : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right)$$

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L : la portée libre de la plus grande travée, $L = 3,40 \text{ m} = 340 \text{ cm}$

D'où : $b_1 \leq (26,5 ; 34 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Soit : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

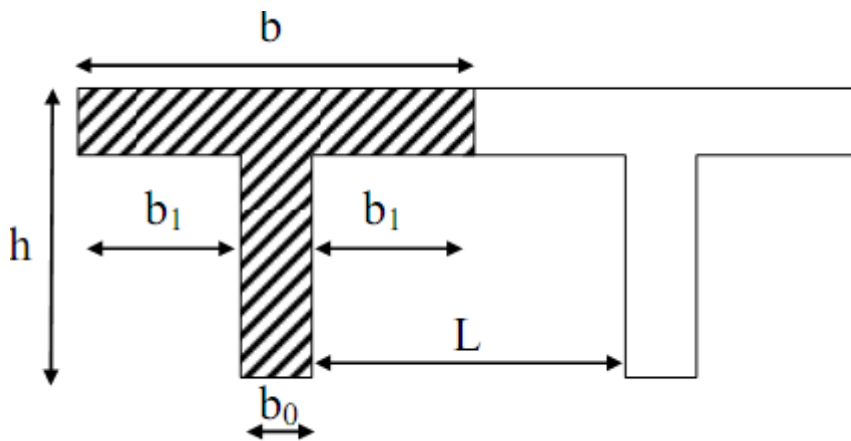


Fig2.5 : dimension de la section en T.

b.2) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode des trois moments ;
- La méthode de Caquot ;

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées,

$$Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow \max (2 \times 3,45 ; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow \max (6,9 ; 5\text{KN/m}^2) = 6,9\text{KN/m}^2$$

$$Q = 0,98\text{KN/ml} < 6,9\text{KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes

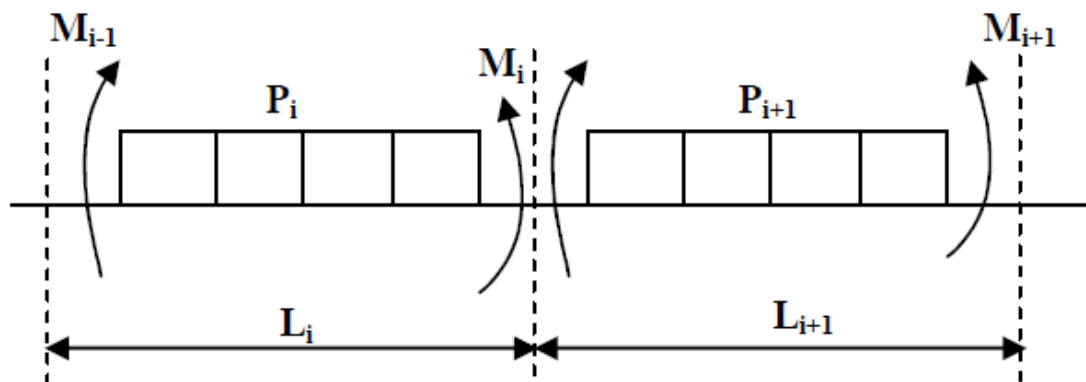
$$\text{travées, } (I = \frac{b h^3}{12}). \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Le rapport de deux portées successives des différentes travées est compris entre 0,8 et 1,25 c.à.d. ($0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,40}{3,40} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,40}{2,65} = 1,28 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,65}{3,40} = 0,78 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,40}{3,40} = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc nous appliquons la méthode des trois moments :

- *Principe de la méthode :*



Aux appuis :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $M_{i-1}; M_i; M_{i+1}$ sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1; i; i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

Chapitre III : Calcul des éléments

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}$$

La position du moment maximum $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

❖ Type 1 pour l'étage courant :

1- Calcul à l'ELU

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,45 + 1,5 \times 0,98 = 6,13 \text{ KN/ML}$$

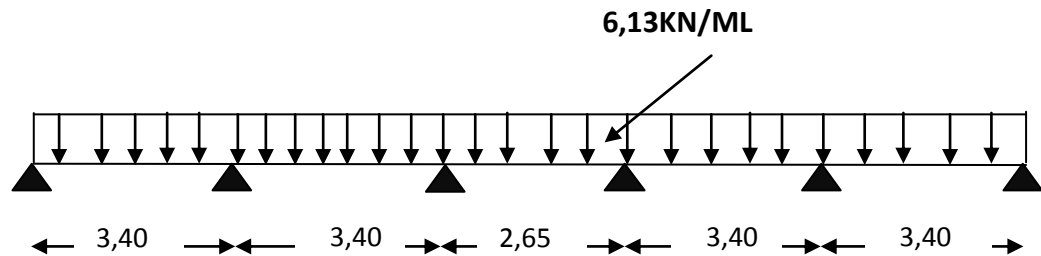


Fig 2.6 Schéma statique des poutrelles

• Moment aux appuis :

appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$P_i = P_{i+1}$	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{P_i L_i^3 + P_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$	M_i
1	0	3,40	6,13	$6,8M_1 + 3,4M_2 = -61,90$	-5,99
2	3,40	3,40	6,13	$3,4M_1 + 13,6M_2 + 3,4M_3 = -120,47$	-6,21
3	3,40	2,65	6,13	$3,4M_2 + 12,1M_3 + 2,65M_4 = -88,75$	-4,58
4	2,65	3,40	6,13	$2,65M_3 + 12,1M_4 + 3,4M_5 = -88,75$	-4,58
5	3,40	3,40	6,13	$3,4M_4 + 13,6M_5 + 3,4M_6 = -120,47$	-6,21
6	3,40	0	6,13	$3,4M_5 + 6,8M_6 = -61,90$	-5,99

- **Moment aux travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la

$$\text{relation suivante : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$$

Travée	$M(x)$	x (m)	M_{max} (KN.m)
1-2	$-3,07x^2 + 10,36x - 5,99$	1,70	2,75
2-3	$-3,07x^2 + 10,90x - 6,21$	1,78	3,47
3-4	$-3,07x^2 + 8,12x - 4,58$	1,33	0,79
4-5	$-3,07x^2 + 9,94x - 4,58$	1,58	3,46
5-6	$-3,07x^2 + 10,48x - 6,21$	1,72	2,73

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on majore les moments en travées de 1/3 de plus on considère un semi encastrement aux niveaux des appuis de rives.

On aura comme moments finals :

- **Aux appuis :**

$$M_{a1} = 0,3 \times (-5,99) = -1,80 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a2} = -6,21 - (0,3) \times (-6,21) = -4,35 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a3} = -4,58 - (0,3) \times (-4,58) = -3,21 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a4} = -4,58 - (0,3) \times (-4,58) = -3,21 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a5} = -6,21 - (0,3) \times (-6,21) = -4,35 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a6} = 0,3 \times (-5,99) = -1,80 \text{ KN.ml}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{t12} = 2,75 + (1/3) \times 2,75 = 3,66 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t23} = 3,47 + (1/3) \times 3,47 = 4,62 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t34} = 0,79 + (1/3) \times 0,79 = 1,05 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t45} = 3,46 + (1/3) \times 3,46 = 4,60 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t56} = 2,73 + (1/3) \times 2,73 = 3,63 \text{ KN.ml}$$

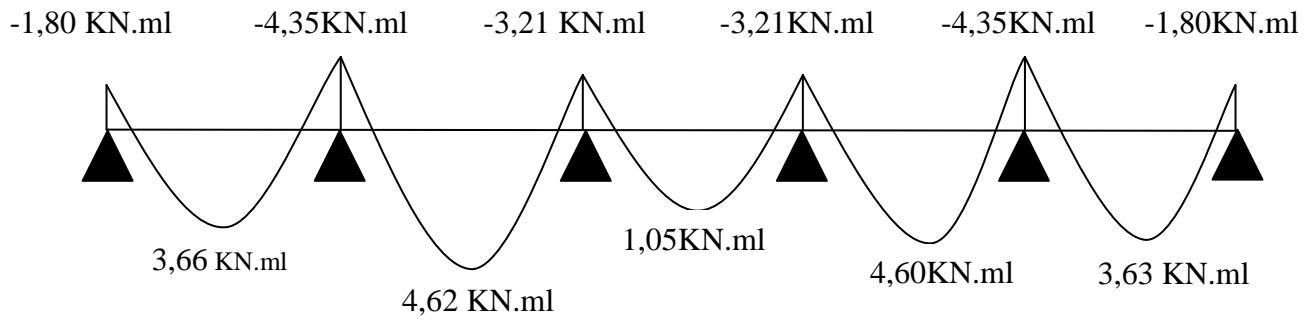


Fig 2.7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$\theta(x)$: Effort tranchant isostatique

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Longueur (m)	$T_i (x=0)$ KN	$T_{i+1} (x=l_i)$ KN
3,40	9,67	-11,17
3,40	10,76	-10,09
2,65	8,12	-8,12
3,40	10,09	-10,76
3,40	11,17	-9,67

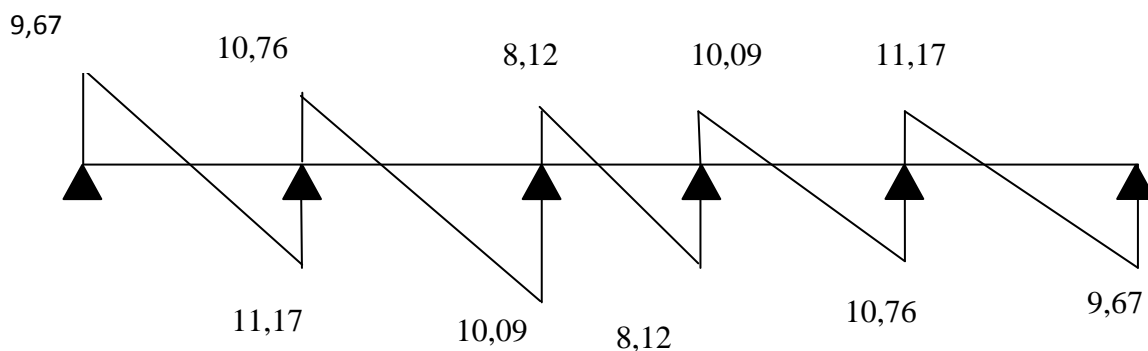


Fig 2.9 Diagramme des efforts tranchants l'ELU en KN

2-Ferraillage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

- **En travées :** ($M_{t\max} = 4,62\text{KN.m}$)

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{t\max} = 4,62\text{KN.m} < M_0 = 59.07\text{KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,62 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{et} \quad \beta = 0.990$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,62 \times 10^5}{0.990 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_1 = 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$$

- **Aux appuis :** ($M_{\max}^a = 4,35\text{KN.m}$)

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{ cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,35 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.08$$

$$\mu = 0.08 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{et} \quad \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,35 \times 10^5}{0.958 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0,73\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91)

Chapitre III : Calcul des éléments

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant qui est dans notre cas l'appui « E » ou « C ».

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_o}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right) \text{ avec : } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b_o = 12\text{cm}$: Largeur de la section du béton.

$h = 20\text{cm}$: Hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 1,2\text{cm}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10}; 1,2; \frac{20}{35}\right) \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 0,57\text{mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 0,56 \text{ cm}^2 = 2\text{HA6}$$

L'espacement entre les cadres est comme suit : Selon le BAEL91

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_o}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 46,66 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

3. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

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

En travée : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis: $A_s = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant : ($Vu_{\max} = 11,17\text{KN}$)

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,13 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,17\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11,17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,52\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,52 < \bar{\tau}_u = 2,17\text{MPa}$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$ avec : $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times 1.2 = 7.53 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,17 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.3} = 0.92 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec : } \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Sur le béton :

$$V_u < \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{\gamma_b} = V_1$$

$$V_1 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12}{1.5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 11,17 \text{ KN} < V_1 = 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Sur l'acier :

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \times (Vu_{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{400} \times (11,17 \times 10^3 + \frac{-1,80 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = 0,17 \text{ mm}^2 = 0.0017 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0,0017 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

4. Calcul à l'ELS :

$$1 \text{ G} + 1 \text{ Q} = 3.45 + 0,98 = 4.43 \text{ KN/ml}$$

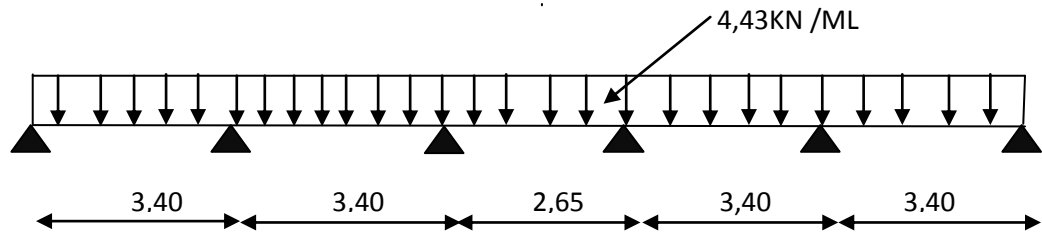


Fig 2.10 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = 0.72$$

On aura comme moments finals:

- **Aux appuis :**

$$M_{a1} = 0.72 \times -1,80 = -1,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = 0.72 \times -4,35 = -3,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{a3} = 0.72 \times -3,21 = -2,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{a4} = 0.72 \times -3,21 = -2,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{a5} = 0.72 \times -4,35 = -3,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{a6} = 0.714 \times -1,80 = -1,30 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{t12} = 0.72 \times 3,66 = 2,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{t23} = 0.72 \times 4,62 = 3,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{t34} = 0.72 \times 1,05 = 0,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{t45} = 0.72 \times 4,60 = 3,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{t56} = 0.72 \times 3,63 = 2,61 \text{ kN.m}$$

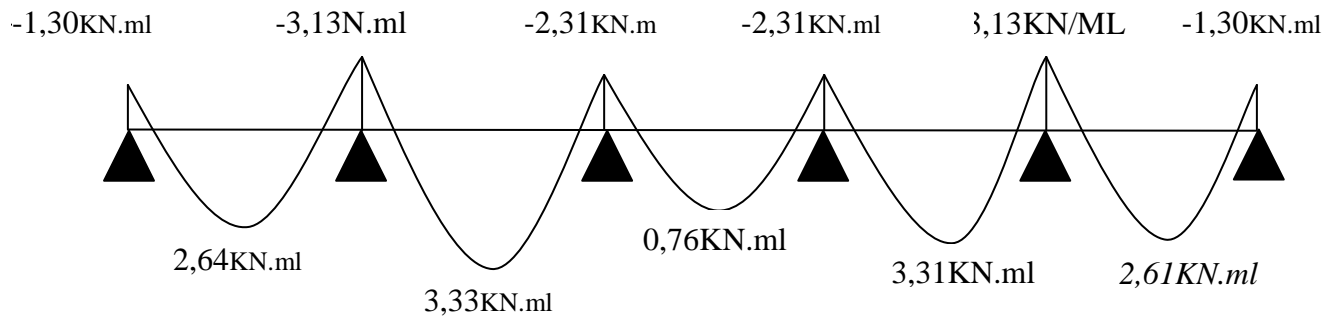


Fig 2.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- Efforts tranchant :**

Longueur (m)	$T_i (x=0)$ KN	$T_{i+1} (x=l_i)$ KN
3,40	8,07	-6,99
3,40	7,29	-7,77
2,65	5,87	-5,87
3,40	7,77	-7,29
3,40	6,99	-8,07

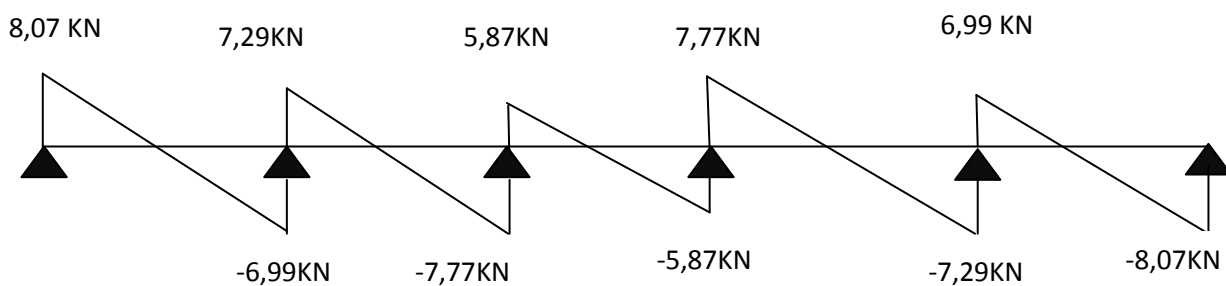


Fig 2.12 Diagramme des efforts tranchants l'ELS

$$M_{\max}^t \text{ à l'ELS} = 3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^a \text{ à l'ELS} = -3,13 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} \text{ à l'ELS} = 8,07 \text{ KN}$$

5. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) État limite de résistance à la compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- **En travée :** $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 15,67 \\ \beta_1 = 0,837 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,33 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 65,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{65,20}{15,67} = 4,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :** $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 25,32 \\ \beta_1 = 0,876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,13 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 126,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{126,43}{25,32} = 4,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions ci-après sont vérifiées

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{340} = 0,0588 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{3,6}{f_e}$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \dots\dots\dots$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Position de centre de gravité :

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18$$
$$S_{xx'} = 3739,7 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739,7}{502,85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,43^3 + 12,57^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + (7,43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,85 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0,0157} = 1,047$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,33 \times 10^6}{0,992 \times 180 \times 339} = 55,01 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 55,01 + 2,1}; 0 \right\} = 0,33$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 0,33 \times 1,047} = 17822,12 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{3,33 \times 10^6 \times 3400^2}{10 \times 10818,87 \times 10^4 \times 17822,12} = 1,99 \text{ mm}$$

$$f = 1,99 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3400}{500} = 6,8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée}$$

❖ Type II : pour la terrasse :

a) Les charges supportées par la poutrelle :

- Charges d'exploitations $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$
- Charges permanentes $G = 5,74 \times 0.65 = 3,731 \text{ KN/m}$
- G : charge permanente d'étage courant.

➤ Les conditions de la méthode forfaitaire sont

$$: Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN}) \rightarrow Q = 0.65 \text{ KN} < \max(2G, 5 \text{ KN}) = 7,462 \text{ KN}$$

La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,45}{2,7} = 1.27 \notin \{0.8; 1.25\} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments

1. Combinaison des charges :

➤ à l'ELU :

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.731 + 1.5 \times 0.65 = 6,01 \text{ KN/ml}$$

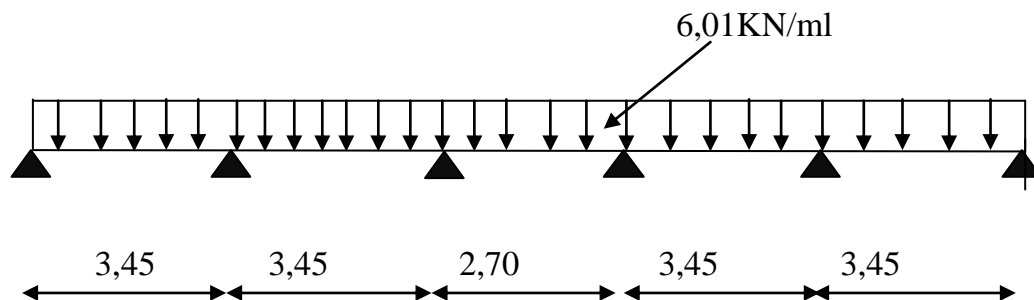


Fig 2-15 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU

2. Calcul à l'ELU:

- Moment aux appuis**

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$P_i=P_{i+1}$	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{P_iL_i^3 + P_{i+1}L_{i+1}^3}{4}$	M_i
1	0	3,45	6,01	$6,9M_1 + 3,45M_2 = -62,00$	-5,94
2	3,45	3,45	6,01	$3,45M_1 + 13,8M_2 + 3,45M_3 = -123,39$	-6,52
3	3,45	2,7	6,01	$3,45M_2 + 12,1M_3 + 2,7M_4 = -91,27$	-4,77
4	2,7	3,45	6,01	$2,7M_3 + 12,1M_4 + 3,45M_5 = -91,27$	-4,77
5	3,45	3,45	6,01	$3,45M_4 + 13,8M_5 + 3,45M_6 = -123,29$	-6,51
6	3,45	0	6,01	$3,45M_5 + 6,9M_6 = -62,00$	-5,94

- Moment aux travées :**

Travée	$M(x)$	x (m)	M_{tmax} (KN.m)
1-2	$-3,0x^2 + 10,35x - 5,94$	1,70	2,98
2-3	$-3,0x^2 + 11,02x - 6,52$	1,81	3,60
3-4	$-3,0x^2 + 8,26x - 4,77$	1,35	0,914
4-5	$-3,0x^2 + 10,02x - 4,77$	1,81	3,54
5-6	$-3,0x^2 + 10,68x - 6,51$	1,75	3,00

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on majore les moments en travées de 1/3.

On aura comme moments finals :

- Aux appuis :**

$$M_{a1} = 0,3 \times (-5,94) = -1,78 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a2} = -6,52 - (1/3) \times (-6,52) = -4,35 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a3} = -4,77 - (1/3) \times (-4,77) = -3,18 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a4} = -4,77 - (1/3) \times (-4,77) = -3,18 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a5} = -6,51 - (1/3) \times (-6,51) = -4,35 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a6} = 0,3 \times (-5,94) = -1,78 \text{ KN.ml}$$

- Moments en travées :**

$$M_{t12} = 2,98 + (1/3) \times 2,98 = 3,97 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t23} = 3,6 + (1/3) \times 3,6 = 4,8 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t34} = 0,914 + (1/3) \times 0,914 = 1,22 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t45} = 3,54 + (1/3) \times 3,54 = 4,72 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t56} = 3,0 + (1/3) \times 3,0 = 4,00 \text{ KN.ml}$$

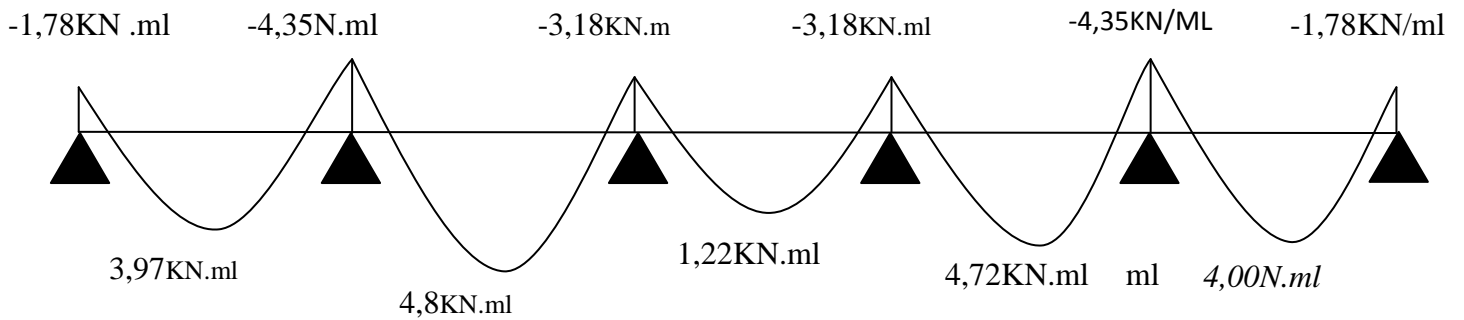


Fig 2.16 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(en KN.m)

• **Efforts tranchant :**

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Longueur (m)	$T_i (x=0)$ KN	$T_{i+1} (x=l_i)$ KN
3,45	11,11	-9,62
3,45	10,03	-10,71
2,70	8,11	-8,11
3,45	10,71	-10,03
3,45	9,62	-11,11

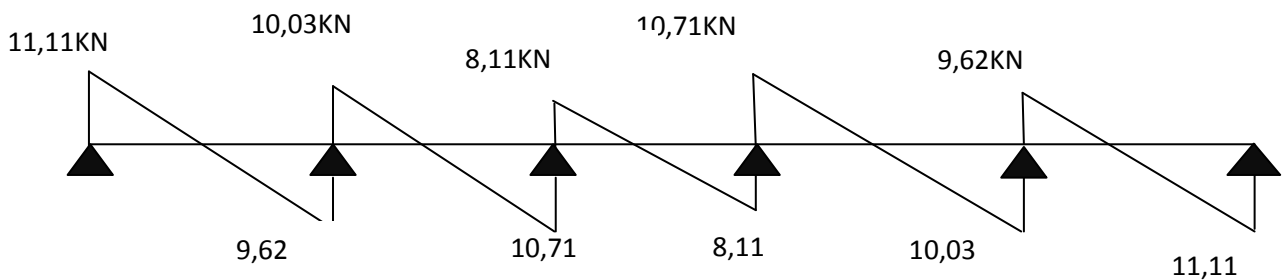


Fig2-17 :Diagramme des efforts tranchantsà l'ELU

3-Ferraillage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

- **En travées : ($M_{t\max} = 4,80\text{KN.m}$)**

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{t\max} = 4,80\text{KN.m} < M_0 = 59.07\text{KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,80 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{et} \quad \beta = 0.992$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,80 \times 10^5}{0.992 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_1 = 3\text{HA}8 = 1,51\text{cm}^2$$

- **Aux appuis : ($M^a_{\max} = 4,35\text{KN.m}$)**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{ cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,35 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,08$$

$$\mu = 0.08 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{et} \quad \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,35 \times 10^5}{0.958 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0,725 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{H}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_o}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right) \text{ avec : } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b_o = 12\text{cm}$: Largeur de la section du béton.

$h = 20\text{cm}$: Hauteur de la section du béton.

$\phi_\ell = 8,0\text{cm}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10}; 80; \frac{20}{35}\right) \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 0,57\text{cm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 0,51\text{cm}^2 \text{ soit } A_t = 2\text{HA6}$$

L'espace entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40\text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_o}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(16,2\text{ cm}; 40\text{ cm}; 64,08\text{ cm})$$

Soit $S_t = 15\text{ cm}$.

4-Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

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

$$\text{En travée : } A_s = 2,35\text{ cm}^2 > 0,26\text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 1,51\text{ cm}^2 > 0,26\text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_s = 1,00\text{ cm}^2 > 0,26\text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant : ($V_{u\max} = 11,11\text{ KN}$)

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,13f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,17\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11,11 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,51\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,51 < \bar{\tau}_u = 2,17\text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ MPa.}$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

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

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times 0,8 = 5,02 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,11 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 50,2} = 1,37 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec : } \overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• Sur le béton :

$$V_u < \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b_0}{\gamma_b} = V_1$$

$$V_1 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 11,11 \text{ KN} < V_1 = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Sur l'acier:

$$A_{ap} \geq \frac{1,15}{f_e} \times (V u_{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d})$$

$$A_{ap} \geq \frac{1,15}{400} \times (11,11 \times 10^3 + \frac{-4,35 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = -45,26 \text{ mm}^2 = -0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq -0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

5. Calcul à l'ELS :

$$1G + 1Q = 3,731 + 0,65 = 4,38 \text{ KN/ml}$$

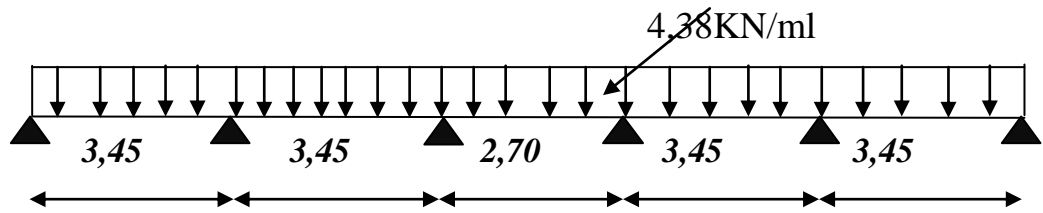


Fig 2-18 Schéma statique de la poutrelle à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,38}{6,01} = 0.73$$

On aura comme moments finals:

- Aux appuis :**

$$M_{a1} = 0.73 \times -1,78 = -1,3 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a2} = 0.73 \times -4,35 = -3,17 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a3} = 0.73 \times -3,18 = -2,32 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a4} = 0.73 \times -3,18 = -2,32 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a5} = 0.73 \times -4,34 = -3,17 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a6} = 0.73 \times -1,78 = -1,3 \text{ KN.ml}$$

- Moments en travées :**

$$M_{t12} = 0.73 \times 3,97 = 2,89 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t23} = 0.73 \times 4,8 = 3,50 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t34} = 0.73 \times 1,22 = 0,89 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t45} = 0.73 \times 4,72 = 3,44 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t56} = 0.73 \times 4,00 = 2,92 \text{ KN.ml}$$

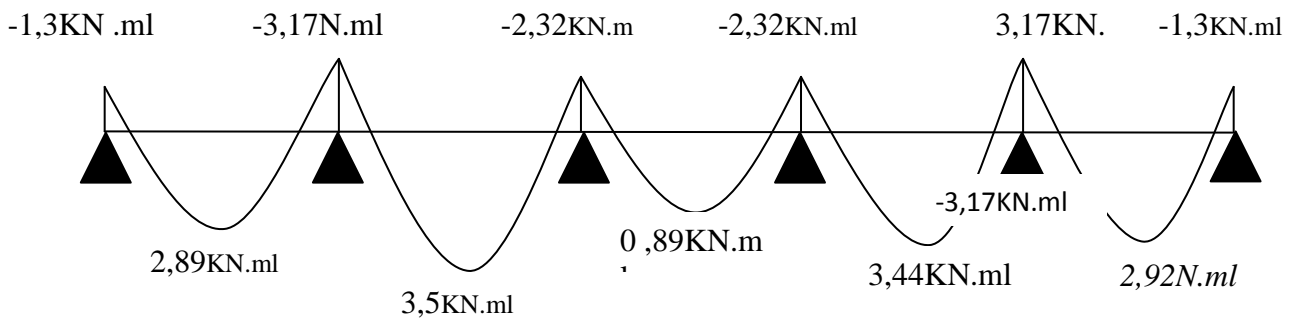


Fig 2-19 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(en KN.m)

- Efforts tranchants :

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Longueur (m)	$T_i (x=0)$ KN	$T_{i+1} (x=l_i)$ KN
3,45	8,09	-7,02
3,45	7,31	-7,80
2,7	5,91	-5,91
3,45	7,80	-7,31
3,45	7,02	-8,09

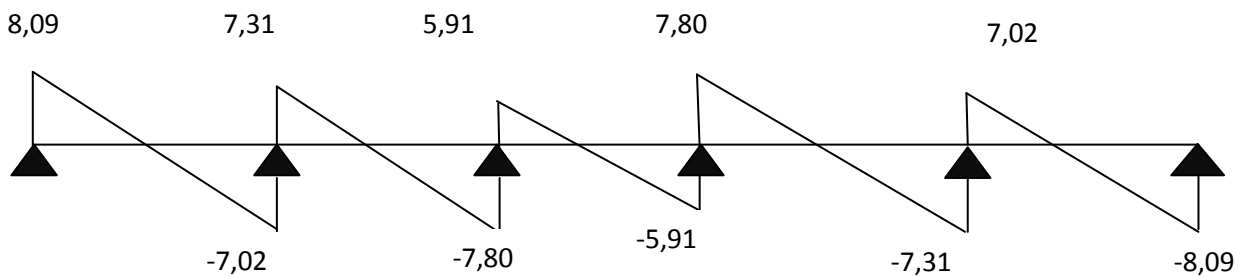


Fig2-20 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN)

M_{\max}^t à l'ELS = 3,50 KN.m

M_{\max}^a à l'ELS = -3,17 KN.m

T_{\max} à l'ELS = 8,09 KN

6. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) État limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{En travée : } A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 25,98 \\ \beta_1 = 0,878 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,50 \times 10^3}{0,878 \times 18 \times 1,51} = 146,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146,66}{25,98} = 5,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis : $A_a = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,00}{12 \times 18} = 0,46 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 33,31 \\ \beta_1 = 0,896 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,17 \times 10^3}{0,896 \times 18 \times 1,00} = 196,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 5,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions ci-après sont vérifiées

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{345} = 0,057 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{3,6}{f_e}$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \dots\dots\dots$$

Position de centre de gravité :

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,51 \times 18$$

$$S_{xx'} = 3231,7 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 1,51$$

$$B_0 = 474,65 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3231,7}{474,65} = 6,81 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 6,81 = 13,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (6,81 + 13,57^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + (6,81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1,51 \times (13,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 19281,38 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0.007 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0.007} = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,50 \times 10^6}{0.985 \times 180 \times 151} = 130,73 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,007 \times 130,73 + 2.1}; 0 \right\} = 0.36$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda} = \frac{1.1 \times 13625,69}{1 + 0.36 \times 0,016} = 14902,42 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{3,5 \times 10^6 \times 345^2}{10 \times 10818.87 \times 10^2 \times 1490,42} = 2,58 \text{ mm}$$

$$f = 2,58 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3450}{500} = 6,9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée}$$

III-4) Calcul des balcons :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de largeur de 1,43m et de hauteur de 1m en brique creuse de 10cm d'épaisseur. ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive de plancher, l'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{la largeur du balcon}$$

$$e_p \geq \frac{143}{10} = 14,3 \text{ Soit : } e_p = 15 \text{ cm.}$$

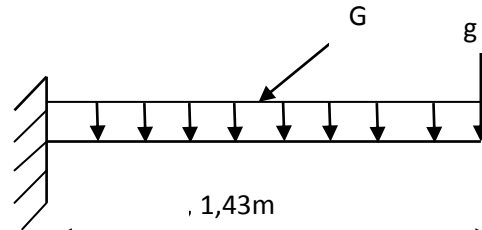


Fig.4.1) Schéma statique du balcon

1) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de longueur du balcon.

a) Les charges permanentes :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/ml)
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,20	0,40
3	Couche de sable	2	0,22	0,44
4	Dalle pleine	15	0,25	3,75
5	Enduit ciment	2	0,18	0,36
			Gtotal	5,35

b) La charge concentrée :(poids propre de garde corps).

Pmur= poids de brique creuse + 2(poids de l'enduit ciment, ep= 2cm).

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/ml)
1	Poids de brique creuse	10	/	0,9
2	Poids de l'enduit en ciment	4	0,18	0,72
			Gtotal	1,62

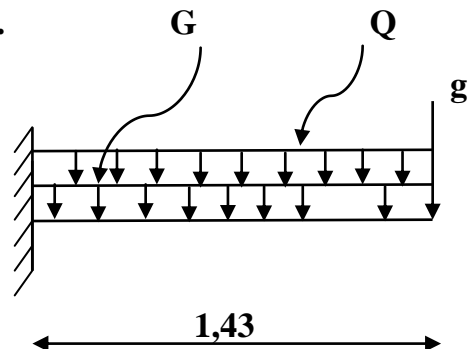
$$P_{\text{mur}} = 1.62 \times 1.0 = 1.62 \text{ KN}$$

c) Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

2) Calcul à l'ELU :

a) Combinaison de charges :



$$\text{La dalle : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Garde corps : } g_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

b) Les efforts tranchants :

1. L'effort tranchant provoqué par q_u :

$$T_{qu} = q_u \times l = 12.42 \times 1.43 = 17.76 \text{ KN.}$$

2. L'effort tranchant provoqué par g_u :

$$T_{gu} = g_u = 2.187 \text{ KN.}$$

3. L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{qu} + T_{gu} = 17.76 + 2.187 = 19.95 \text{ KN.}$$

c) Les moments fléchissant :

1. Le moment provoqué par q_u :

$$M_{qu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12.42 \times 1.43^2}{2} = 12.66 \text{ KN.m}$$

2. Le moment provoqué par g_u :

$$M_{gu} = g_u \times l = 2.187 \times 1.43 = 3.13 \text{ KN.m}$$

3. Le moment total :

$$M_u = 12.66 + 3.13 = 15.79 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des armatures :

1. Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.79 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.077 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.79 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 3.94 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 = 4.71 cm² avec: St = 15cm.

2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec: St=25cm.

3) Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité :(Art.A.4.21BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A = 4.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.42 \times 1.43 + 2.187 = 19.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.94 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 2.5; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'entraînement des barres :(Art.A.6.13 BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec :} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = \pi n = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,94 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,98 < 3,15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'espacement des barres :

1. Pour les armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Pour les armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352 \text{ mm.}$$

$l_s = 35,2 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (La largeur de la poutre secondaire) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,2 = 14,08 \text{ cm. (Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99).}$$

f) Vérification de l'influence de l'effort tranchant :

1. Influence sur les aciers :

Il faut vérifier que

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.} \\ M_u : \text{Moment fléchissant aux appuis.} \\ a = 0,9 \times d. \end{array} \right.$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(19,94 + \frac{15,79 \times 10^6}{0,9 \times 120} \right)}{400} = 420,4 \text{ mm}^2.$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > 4,204 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 19,94 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 12 \times 100}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 19,94 < 720 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :!

a) Combinaison de charges :

La dalle : $q_s = G + Q = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ KN/ml}$.

Garde corps : $g_s = g = 1,62 \text{ KN/ml}$.

b) Les moments fléchissant :

1. Le moment provoqué par q_s :

$$M_{q_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8,81 \times 1,43^2}{2} = 8,98 \text{ KN.m}$$

2. Le moment provoqué par g_s :

$$M_{g_s} = g_s \times l = 1,62 \times 1,43 = 2,32 \text{ KN.m}$$

3. Le moment total :

$$M_s = 8,98 + 2,32 = 11,3 \text{ KN.m}$$

c) Vérification des contraintes :

1. la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 12} = 0,392 \rightarrow \{\beta_1 = 0,9035; K_1 = 36,81\}$$

$$\sigma_s = \frac{11,3 \times 10^3}{0,9035 \times 12 \times 4,71} = 221,3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{36,81} \times 221,3 = 6,01 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,01 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{143} = 0,105 \text{ et } \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{11,3}{10 \times 11,3} = 0,1 \\ 0,105 > 0,1 \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{143} = 0,105 \text{ et } \frac{1}{16} = 0,0625 \\ 0,105 > 0,0625 \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4,71}{100 \times 12} = 0,0039 \text{ et } \frac{4,2}{400} = 0,0105 \\ 0,0039 < 0,0105 \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

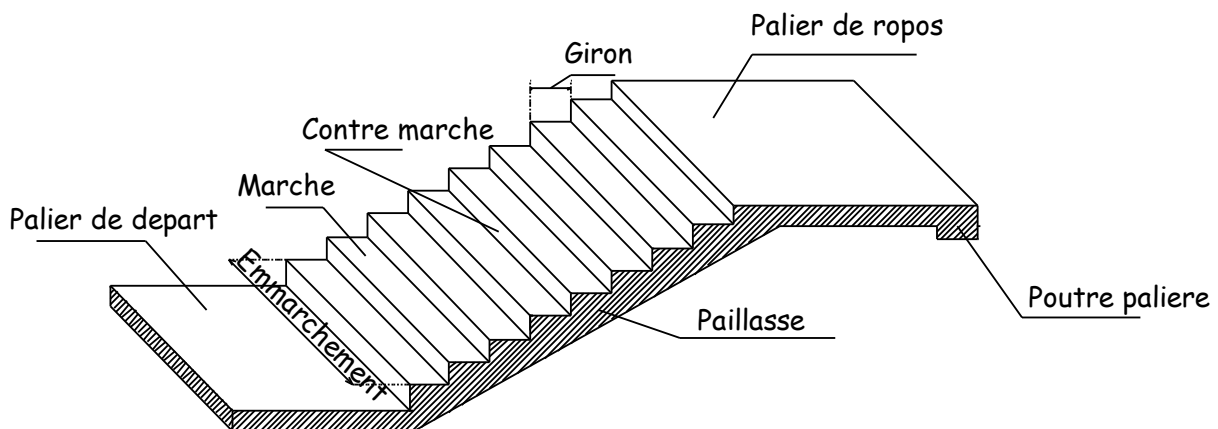
III-3) Calcul des escaliers :

1) Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de monter d'un niveau à un autre de construction à pied, dans des conditions les plus faciles que possible.

2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Fig.



- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

➤ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

➤ **Notations utilisées** :

- g : largeur de la marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.
- l : portée de la paillasse.
- l_i : longueur de la paillasse projetée.

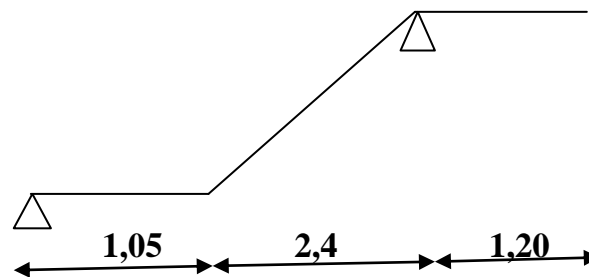


Schéma statique d'escalier

3) Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

1. Nombre de marche et contre marche :

n : nombre de contre marche pour une volée.

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée.

$$\begin{cases} H = n \cdot h \\ L = (n - 1) \cdot g \\ 2h + g = 6 \end{cases}$$

On suppose la hauteur des contres marches $h = 18\text{cm}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{18} = 8,5 \quad \text{soit : } n = 9. \quad m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$
$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

Conclusion :

$$\begin{cases} n = 9 \\ m = 8 \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

2. La largeur des marches :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow g = 64 - 2h = 64 - 34 = 30 \text{ cm.}$$

3. Epaisseur de la paillasse et du palier :

$$L = g (n - 1) = 30 (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = H / L = 153 / 240 = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une épaisseur d'une dalle pleine, qui est prise entre $L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$, avec L_0 longueur totale entre appuis qui vau ;

$L_0 = L / \cos \alpha = 240 / \cos 32,51 = 284,6 \text{ cm}$, α est l'angle qui définit l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale

On aura donc une épaisseur comprise entre $284,6 / 30 \leq e_p \leq 284,6 / 20$; et

On prendra $e_p = 15 \text{ cm}$

4) Détermination des charges et surcharges :

1. La paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0,15}{\cos 32,5^\circ} \times 1,00 = 4,44 \text{ KN / ml.}$

- Poids propre de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1,00 = 2,125 \text{ KN / ml.}$

- Poids des revêtements :

- * carrelage : $20 \times 0,02 \times 1,00 = 0,40 \text{ KN / ml.}$

- * mortier de pose : $22 \times 0,02 \times 1,00 = 0,44 \text{ KN / ml.}$

- * couche de sable : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$

- * enduit ciment : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8,125 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2,50 \text{ KN/ml}$$

2. Le palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0,15 \times 1,00 = 3,75 \text{ KN / ml.}$
 - Poids des revêtements :
 - * carrelage : $20 \times 0,02 \times 1,00 = 0,40 \text{ KN / ml.}$
 - * mortier de pose : $22 \times 0,02 \times 1,00 = 0,44 \text{ KN / ml.}$
 - * couche de sable : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$
 - * enduit ciment : $18 \times 0,02 \times 1,00 = 0,36 \text{ KN / ml.}$
- $G_{\text{palier}} = 5,31 \text{ KN/ml.}$
 $Q_{\text{palier}} = 2,50 \text{ KN/ml.}$

5) Combinaison de charges :

1. à l'ELU :

La paillasse : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,125 + 1,5 \times 2,5 = 14,71 \text{ KN/ml.}$

Le palier : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 = 10,91 \text{ KN/ml.}$

La charge concentrée : $q_u = 1,35 \times 2,76 \times 1,00 \times 2,91 = 10,84 \text{ KN.}$

2. à l'ELS :

La paillasse : $q_s = G + Q = 8,125 + 2,5 = 10,62 \text{ KN/ml.}$

Le palier : $q_s = G + Q = 5,31 + 2,5 = 7,81 \text{ KN/ml.}$

La charge concentrée : $q_s = 2,76 \times 1,00 \times 2,91 = 7,03 \text{ KN.}$

6) Calcul des efforts internes à l'ELU :

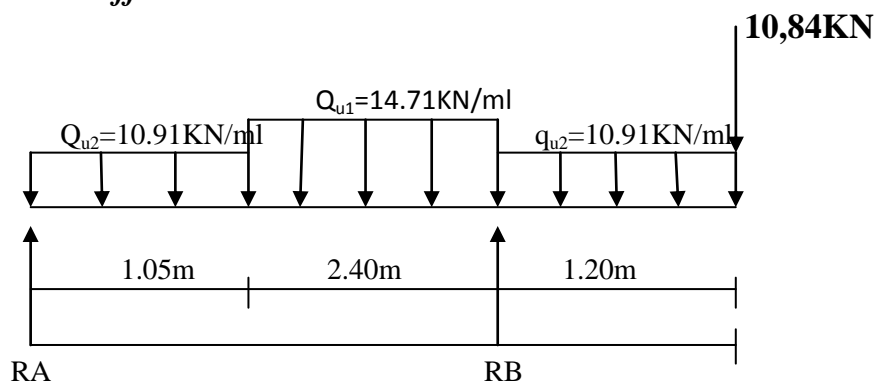


Schéma statique de l'escalier à l'ELU

6.1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,91 \times 1,05 + 14,71 \times 2,40 + 10,91 \times 1,20 + 10,84 = 70,69 \text{ KN}.$$

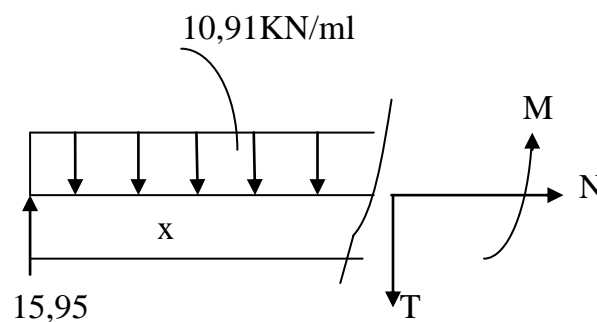
$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 10,91 \times 1,05 \times 0,52 + 14,71 \times 2,4 \times 2,25 - R_B \times 3,45 + 10,91 \times 1,2 \times 4,05 + 10,84 \times 4,65$$

$$\Rightarrow R_A = 15,95 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow R_B = 54,73 \text{ KN}.$$

6.2. Calcul des efforts internes :

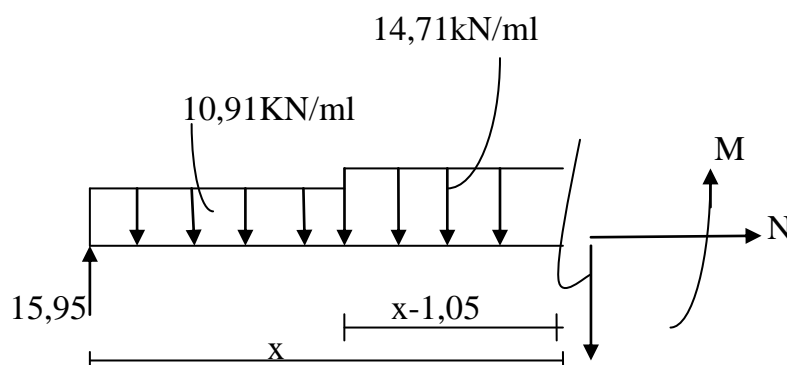
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,05 \text{ m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -10,91x + 15,95 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 15,95 \text{ KN} \\ x = 1,05 \text{ m} \rightarrow T_y = 4,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -5,45x^2 + 15,95x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,05 \text{ m} \rightarrow M_z = 10,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

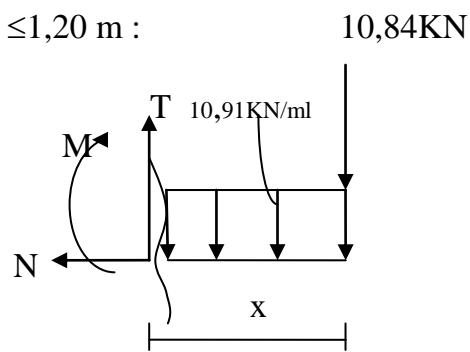
2^{ème} tronçon : $1,05 \leq x \leq 3,45 \text{ m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -14,71x + 19,94 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,05 \text{ m} \rightarrow T_y = 4,50 \text{ KN} \\ x = 3,45 \text{ m} \rightarrow T_y = -30,80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -7,35x^2 + 19,94x - 2,13 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,05 \text{ m} \rightarrow M_z = 10,73 \text{ KN.m} \\ x = 3,45 \text{ m} \rightarrow M_z = -20,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = 10,91x + 10,84 \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 0 \text{ kN} \\ x = 1,2 \text{ m} \rightarrow T_y = 23,93 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -5,45x^2 - 10,84x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ kNm} \\ x = 1,20 \rightarrow M = -20,79 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -14,71x + 19,94 = 0 \Rightarrow x = 1,35 \text{ m}.$$

$$M_z(1,35) = 11,39 \text{ kNm}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,35 \text{ m}$.

$$\text{Alors } M^{\max} = 11,39 \text{ kNm}$$

On remarque que : $M_A = 20,79 \text{ kNm} > M_t = 11,39 \text{ kNm}$.

$$M_z^{\max} = 20,79 \text{ kNm} \quad \text{Donc :}$$

Remarque : En tenant compte de semi-encastrement de la poutre, on aura les valeurs suivantes :

$$\text{Aux appuis : } M_u^{\text{app}} = -0,3 \times 20,79 = -6,23 \text{ kNm}$$

$$\text{En travée : } M_u^{\text{trv}} = 0,85 \times 20,79 = 17,67 \text{ kNm}$$

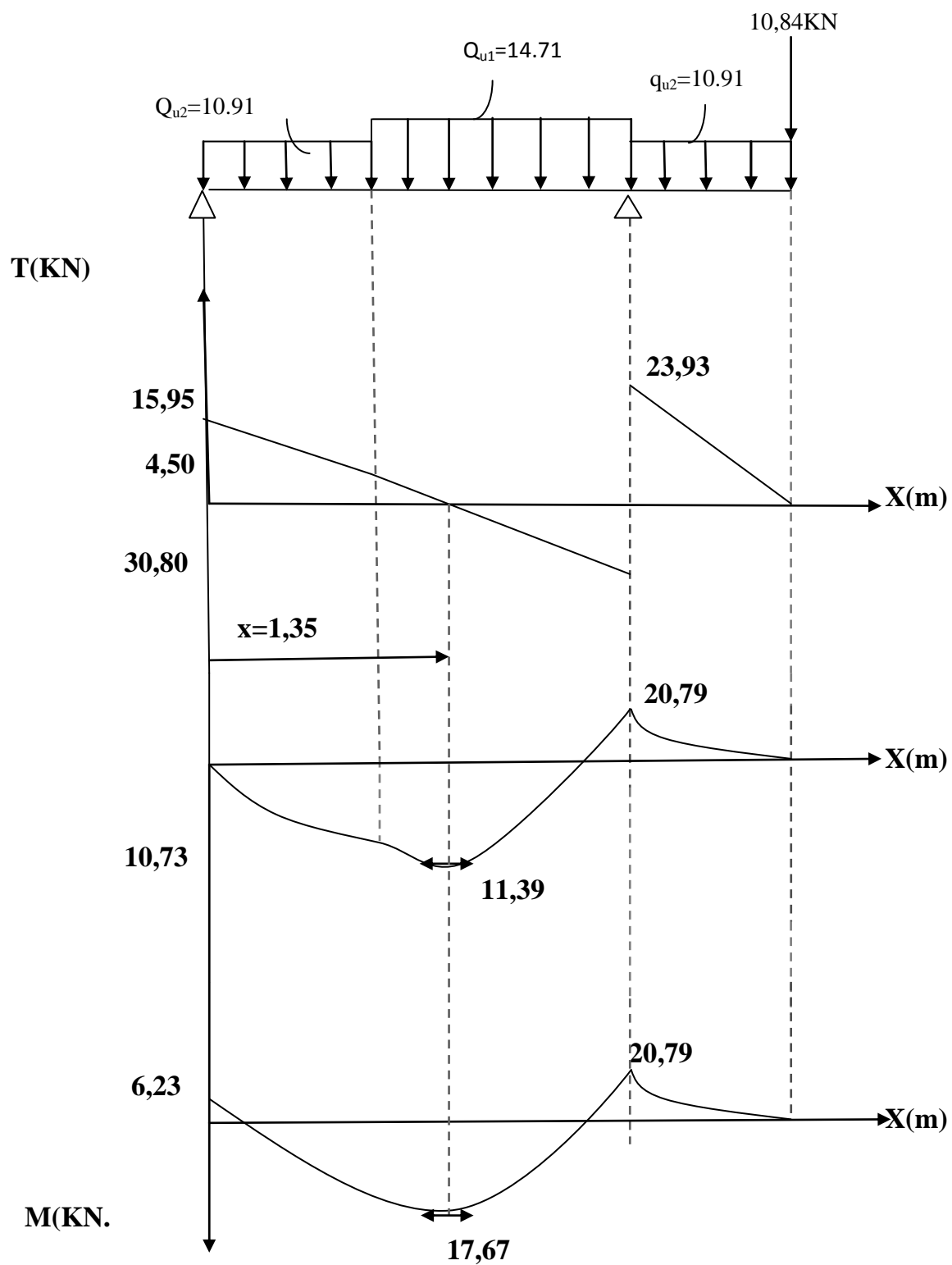


Diagramme des efforts internes à l'ELU

6.3. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire avec : $b=100$ cm ; $h=15$ cm ; $d=13$ cm et $c=2$ cm.

1. Aux appuis :

- **Armatures principales :**

$M_{ua}=-6,23\text{KN.m} \Rightarrow$ les fibres supérieures qui sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,23 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,025 \Rightarrow \beta = 0,987.$$

$$A_p = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,23 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,39 \text{cm}^2.$$

soit : $A_p = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{cm}^2$$

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

2. En travées :

- **Armatures principales :**

$M_{ut} = 17,67\text{KN.m} \Rightarrow$ les fibres inférieures qui sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{17,67 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,073 < \mu = 0,392$$

$$\mu_b = 0,073 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_p = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,67 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times 348} = 4,06 \text{cm}^2.$$

Soit : $A_p = 4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

6.4. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL91 modifiée 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis :

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL91 modifiée 99) :

- Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{r \max} \leq \min(4h ; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_r = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5. Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiée 99):

$$\text{Fissuration n peu nuisible} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right).$$

$$\tau_u = \frac{54,73 \times 10}{100 \times 13} = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.6. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91 modifiée 99)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}. \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 1,2 = 15,06 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{54,73 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,6} = 3,10 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 3,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6.7. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99) :

- Influence sur les aciers

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e}.$$

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant au droit de l'appui.

a : La longueur d'appui. , avec : $a = 0,9d$.

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left[54,73 - \frac{6,23 \times 100}{0,9 \times 13} \right] = 0,042 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,042 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

- Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que } V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 54,73 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 13 \times 100}{1,5} = 780 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

6.8 calcul de longueur d'ancrage (Art A.6.1,23 BAEL91 modifiée 99) :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} \begin{cases} \phi = 0,8 \text{ cm} \rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm.} \\ \phi = 1,0 \text{ cm} \rightarrow l_s = 35,27 \text{ cm.} \\ \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm.} \end{cases}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets ; soit des crochets de longueur l_a telque :

$l_a = 0,4 \times l_s$ (Art A.6.1,253 BAEL91 modifiée 99).

$$\begin{cases} \Phi = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 11,29 \text{ cm.} \\ \Phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 14,10 \text{ cm.} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 16,93 \text{ cm.} \end{cases}$$

7) Calcul des efforts internes à l'ELS :

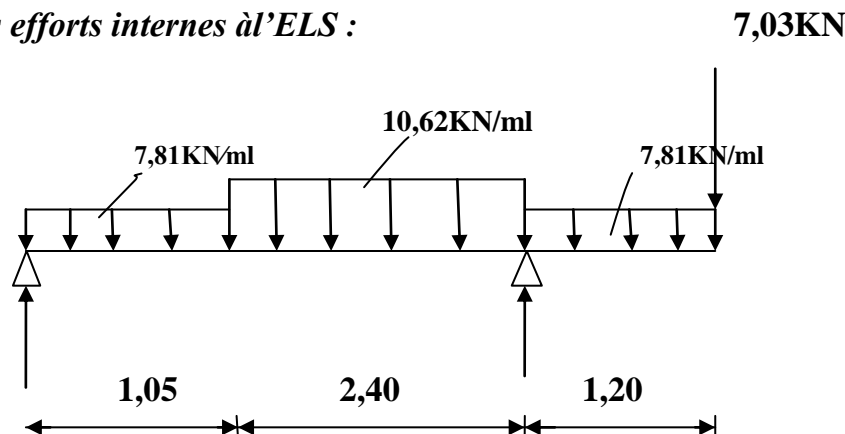


Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

7.1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 50,09 \text{ KN}$$

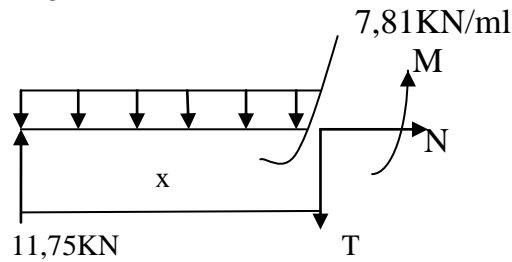
$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 7,81(1,05)(0,52) + 10,62(2,40)(2,25) - R_B(3,45) + 7,81(1,20)(4,05) + 7,03 \times 4,65$$

$$\Rightarrow R_A = 11,75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 38,33 \text{ KN}$$

7.2 .Calcul des efforts internes

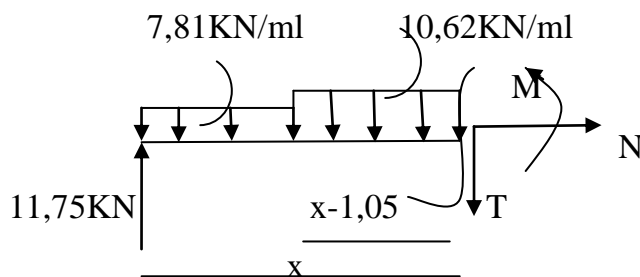
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,05\text{m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -7,81x + 11,75 \Rightarrow \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 11,75 \text{ KN.} \\ x = 1,05\text{m} \rightarrow T_y = 3,54 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -3,90x^2 + 11,75x \Rightarrow \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,05\text{m} \rightarrow M_z = 8,03 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

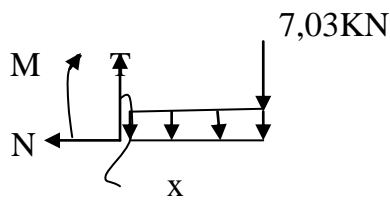
2^{ème} tronçon : $1,05 \leq x \leq 3,45\text{m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = -10,62x + 14,70 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,05\text{m} \rightarrow T_y = 3,54 \text{ KN.} \\ x = 3,45\text{m} \rightarrow T_y = -21,93 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -5,31x^2 + 14,70x - 1,58 \Rightarrow \begin{cases} x = 1,05\text{m} \rightarrow M_z = 8,03 \text{ KN.m} \\ x = 3,45\text{m} \rightarrow M_z = -14,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$:



$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T_y = 7,81x + 7,03 \Rightarrow \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 0 \text{ KN.} \\ x = 1,20\text{m} \rightarrow T_y = 16,40 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -3,90x^2 - 7,03x \Rightarrow \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,20\text{m} \rightarrow M_z = -14,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

7.3.Calcul de M_{\max} :

$$T_y = 0 \Rightarrow -10,62x + 14,70 = 0 \rightarrow x = 1,35\text{m}$$

$$M_z(1,35) = 8,58\text{KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,35\text{ m}$.

$$M_z^{MAX} = 8,58\text{KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,35\text{m}$.

On remarque que : $M_A = 14,06\text{ KN.m} > M_t = 8,58\text{ KN.m}$.

Alors $M^{\max} = 14,06\text{MN.m}$

Remarque : En tenant compte de semi-encastrement de la poutre, on aura les valeurs suivantes

$$\text{Aux appuis : } M_u^{app} = 0,3 \times M_z^{MAX} = -4,21\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^{trv} = 0,85 \times M_z^{MAX} = 11,95\text{KN.m}$$

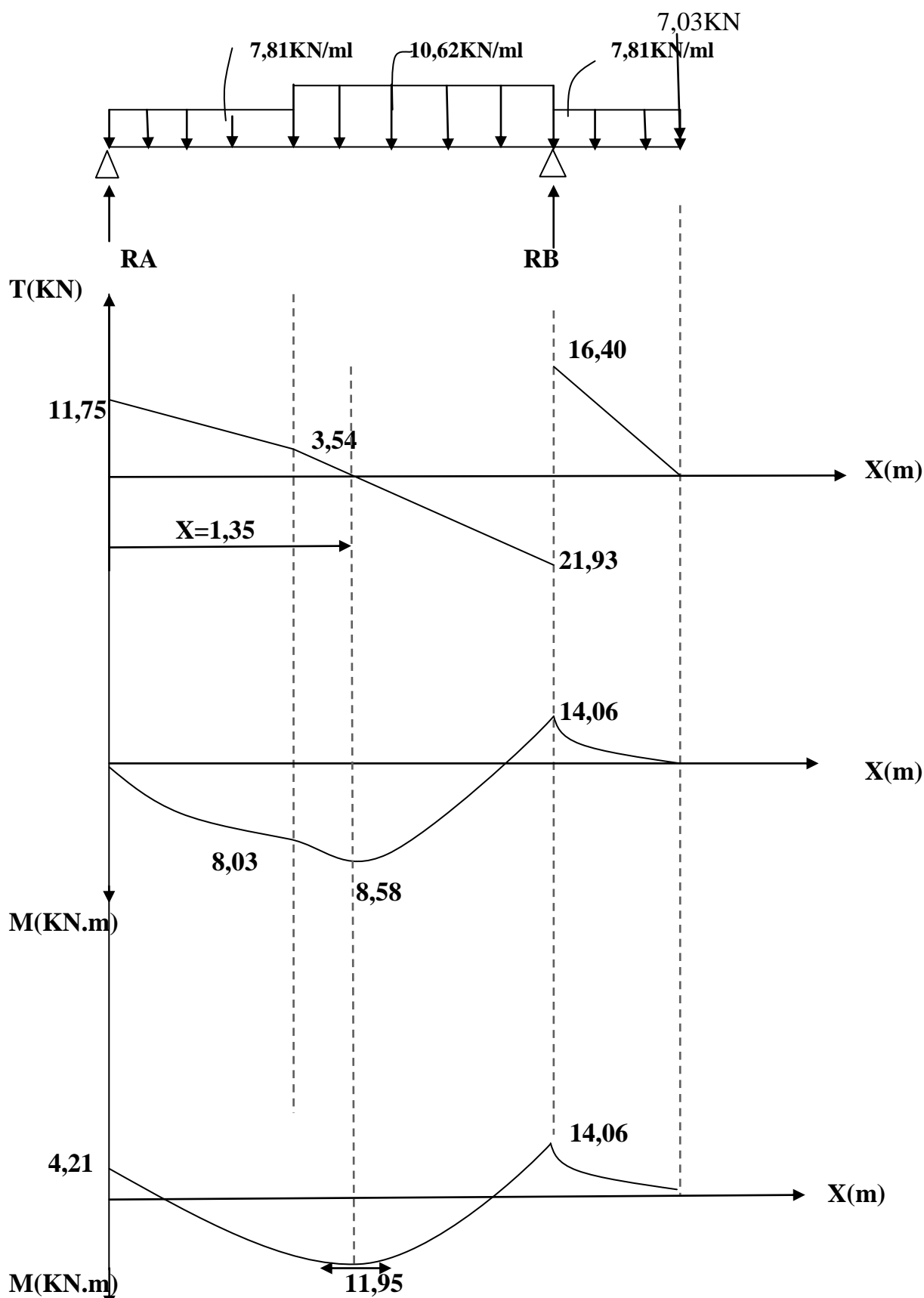


Diagramme des efforts internes à l'ELS

7.4.) Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes :

- En travées :

$M_{ts} = 11,95 \text{ KN/ml}$ et $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \rightarrow K_1 = 39,65 \rightarrow \beta_1 = 0,909.$$

a. La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{11,95 \times 10^3}{0,909 \times 13 \times 4,52} = 223,72 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 223,72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{39,65} \times 223,72 = 5,64 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 5,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$M_{as} = 4,21 \text{ KN.m}$ et $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \rightarrow K_1 = 48,29 \rightarrow \beta_1 = 0,921.$$

a. La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,21 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 111,98 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 111,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{48,29} \times 111,98 = 2,31 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche (Art B.5,2 BAEL modifiée 99) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{345} = 0,043 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11,95}{10 \times 8,58} = 0,139 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est indispensable.

•

$$f = \frac{5q_{\max} \times l^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,45}{500} = 0,0069m.$$

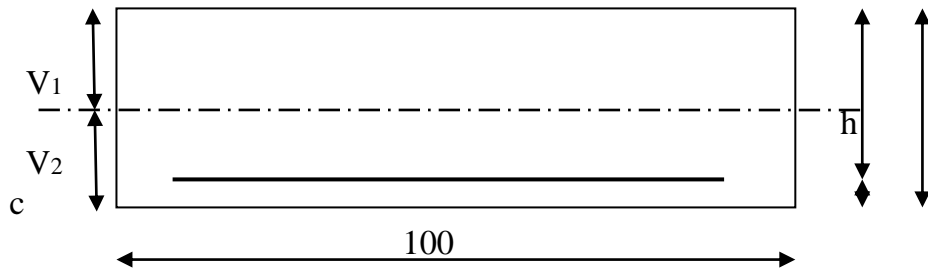
$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}, q_{\text{palier}}) = 10,62 \text{ KN / ml.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

E_v : module de déformation différé

I_{fv} : Moment d'inertie de la section de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

• Calcul de centre de gravité :



$$h = V_1 + V_2 ; V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ avec :}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 13^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 13) = 93314,4 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4,52) = 1567,8 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{9331,4}{1567,8} = 5,95 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 9,05 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (5,95^3 + 9,05^3) + 15 \times 4,52 \times (9,05 - 2)^2 = 147426,22 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 10,62 \times (3,45)^4}{348 \times 10818,865 \times 10^3 \times 147426,22 \times 10^{-8}} = 0,00011m$$

$$f = 0,00011 < \bar{f} = 0,0069 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion: Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-5) porte à faux :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux.

g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

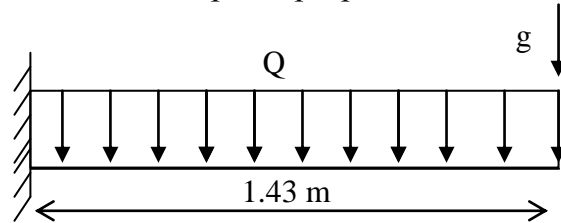


Schéma statique de porte à faux

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad (\text{Avec } l : \text{largeur du balcon})$$

$$e_p = \frac{143}{10} = 14,3 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-5-1) détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	22	0.44
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale G_t			5.35

Poids du mur

extérieure = 2,76 KN/m² (chapitre 2)

$$g = 2,76 \times (3,06 - 0,15) = 8,03 \text{ KN/ml}$$

Les charges permanentes

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

b) Les surcharges d'exploitation

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ Porte à faux à usage d'habitation

III-5-2) Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. la section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

1. combinaison de charges :

La dalle : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97 \text{ KN/ml}$

Le mur : $g_u = (1.35 \times g) \times 1\text{ml} = 1.35 \times 8.03 = 10.84 \text{ KN}$.

Soit : $M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l$

- le moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-10.97 \times 1.43^2}{2} = -11.22 \text{ KN.m}$$

- le moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = -g_u \times l = -10.84 \times 1.43 = -15.50 \text{ KN.m}$$

- **le moment total**

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -11.21 - 15.50 = -26.72 \text{ KN.m}$$

Remarque : le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

2. Ferrailage :

-Armatures principal :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{26.72 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.111 < 0.392 \text{ section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.111 \rightarrow \beta = 0.940$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.72 \times 10^3}{0.940 \times 13 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 5HA14 = 7,70 cm², avec un espacement St = 20 cm

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 3HA10=2.35cm² avec un espacement St=30cm

3. vérifications à l'ELU :

a) vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 10.97 \times 1.43 + 10.84 = 26.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.52 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.204 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.204 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) vérification de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.52 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 219.80} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.03 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d) longueur de scellement :

la longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.84} = 492.95 \text{ mm} = 49.295 \text{ cm} \quad \text{soit } l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA : $l_a = 0.4 \times l_s \rightarrow l_a = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

e) vérification de écartement des barres :

- armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- armatures de répartition

$$St = 30 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III-5-3) Calcul à l'ELS :

1. combinaison de charges :

- dalle : $q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m} = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$.
- Mur : $g_s = g = (10.84) \times 1 \text{ m} = 10.84 \text{ KN}$

2. calcul des moments :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = - \left(\frac{7.85 \times 1.43^2}{2} + 10.84 \times 1.43 \right) = -23.52 \text{ KN.m}$$

3. vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes

$$\rho_{1u} = \frac{100_u A_T}{bd} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 13} = 0.592$$

$$\rho_1 = 0.592$$

$$\beta_1 = 0.886$$

$$K_1 = 28.86$$

- **Contraintes dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$.**

$$\overline{\sigma_s} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{23.52 \times 10^3}{0.886 \times 13 \times 7.7} = 265.19 \text{ Mpa}$$

$$265.19 < 348 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Contraintes dans le béton :** $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{265.19}{28.86} = 9,19 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

-**Vérification de la flèche :** On doit vérifier que

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1430}{500} = 2,86 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogène par rapport au de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène ($n = 15$) par rapport au CDG de la section.

Calcul du I_0

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15 A_s (y_2 - c)^2$$

y_1 : Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b_0 \cdot h + 15 \cdot A_s}$$

$$y_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 13}{(100 \times 15) + (15 \times 7.7)} = 7.893 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 15 - 7.893 = 7.107 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times (7.893^3 + 7.107^3)}{3} + 15 \times 7.7 \times (7.107 - 2)^2 = 31369 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 31369 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{7.7}{100 \times 13} = 0.00592$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00592} = 1.418$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.561; 0\} = 0.561$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 31369}{1 + (0.561 \times 1.418)} = 19218.01 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{23.52 \times 10^6 \times 1430^2}{10 \times 10818.87 \times 19218.01 \cdot 10^4} = 2.31 \text{ mm}$$

$$f = 2.31 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{1450}{500} = 2.86 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion** : Les portes à faux seront ferrallé comme suit :

• **Parties supérieure et inférieure**

- Armatures principales: **5HA14** avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition : **3HA10** avec un espacement de $S_t = 30 \text{ cm}$

III-6) Calcul de la salle machine :

1) Caractéristique de l'ascenseur :

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur :

- $L_x = 1,05 \text{ m}$, $L_y = 1,20 \text{ m}$, $S = 1,26 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est De : 8 tonnes ($p = 80 \text{ kN}$).

2) Dimensionnement :

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{105}{30} = 3,5 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on Prend une épaisseur de 15cm.

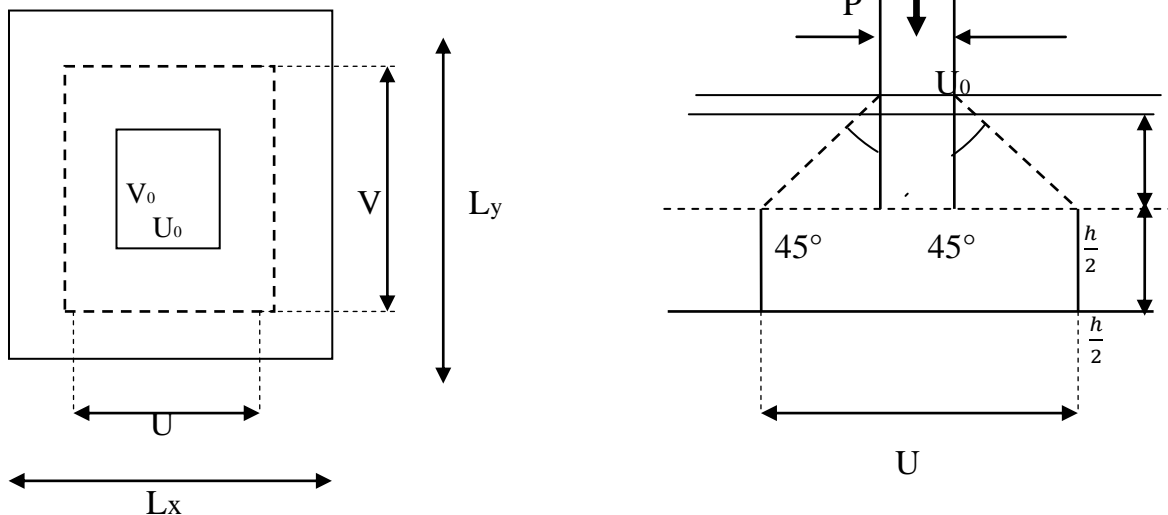


Fig.6.1 : schéma statique de la salle machine.

- P : La charge totale centrée.
- U, V : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge « P » compte tenu de - la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On a :

$$U = U_0 + Ke + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + Ke + h_t = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5cm.

$K = 2$ (pour le béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{105}{120} = 0,87 ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{105} = 1$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{120} = 0,87$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

$$\begin{cases} M_1 = 0,046. \\ M_2 = 0,035. \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108 \times 0,046 = 4,96 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108 \times 0,035 = 3,78 \text{ KN.m.}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0,90 ; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6,563 \times 1,05^2 = 0,331 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,331 = 0,257 \text{ KN.m.}$$

d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,96 + 0,331 = 5,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,78 + 0,257 = 4,03 \text{ KN.m}$$

Remarque: Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appui par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

e) Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 5,29 = 4,49 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,49 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 1 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 5,29 = 1,58 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,58 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

2. Sens y-y :

➤ En travée :

$$M_y^t = 0,85 \times 4,03 = 3,42 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,42 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 4,03 = 1,20 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,2 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99) :

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec : } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}.$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad w_0 = 0,8\%_0 \text{ (Acier HA FeE400)}.$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{105}{120} \right) = 1,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99):

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

$$St = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : Périmètre du contour.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}.$$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}. \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$

Au milieu de U : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{80}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,39 \text{ KN}$.

Au milieu de V : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,05} = 25,39 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{25,39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

4) Vérification à l'ELS :

a) Calcul des moments au centre du panneau :

À l'ELS : $\nu = 0,2$

$$M_1 = 0,046.$$

$$M_2 = 0,035.$$

$$q_s = p = 80 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,046 + 0,2 \times 0,035) = 4,24 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,035 + 0,2 \times 0,046) = 3,53 \text{ KN.m}.$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,90 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}.$$

$$M_{x2} = 0,0529 \times 4,75 \times 1,05^2 = 0,277 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y2} = 0,845 \times 0,277 = 0,234 \text{ KN.m}.$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,24 + 0,277 = 4,51 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,53 + 0,234 = 3,76 \text{ KN.m}.$$

d) Ferrailage de la dalle:

1. Sens x-x

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 4,51 = 3,83 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,828$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,83 \times 10^3}{0,828 \times 13 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 4,51 = 1,35 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,888.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,35 \times 10^3}{0,888 \times 13 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

$$0,33 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

2. Sens y-y :

➤ En travée :

$$M_y^t = 0,85 \times 3,76 = 3,19 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,19 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,837.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,19 \times 10^3}{0,837 \times 13 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$0,84 < 3,14 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 3,76 = 1,12 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,885$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,12 \times 10^3}{0,885 \times 13 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$0,27 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

e) Contrainte de compression dans le béton :

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_t = 3,19 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{3,19 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 84,85 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{84,85}{48,29} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 1,35 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{1,35 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 55,25 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{55,25}{61,92} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

c) *Etat limite de fissuration* :

La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow Aucune vérification n'est nécessaire.

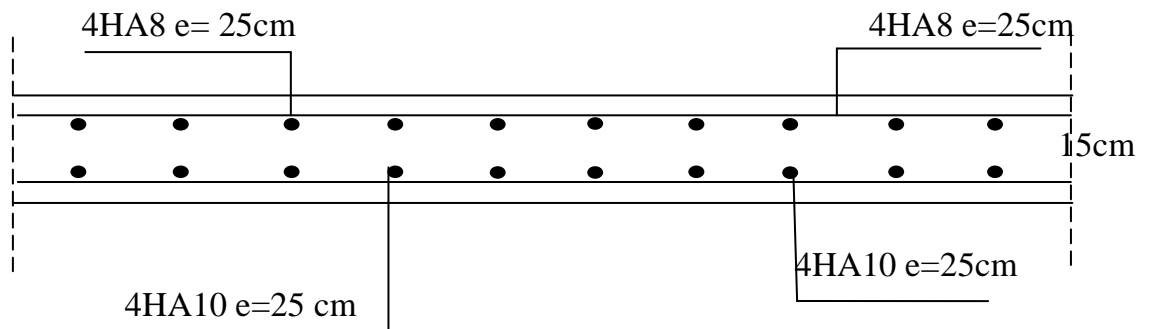


Fig.6.2 Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x et y-y.

CHAPITRE IV

Présentation de l'ETABS

IV.1- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qu'elle mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2- Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3-Description 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.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, 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.).

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

UniformedLoads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).

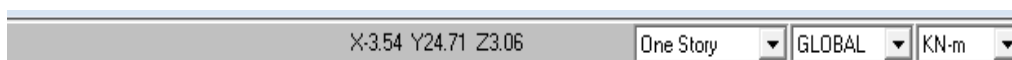
IV.5- Etapes de modélisation :

IV.5.1- Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

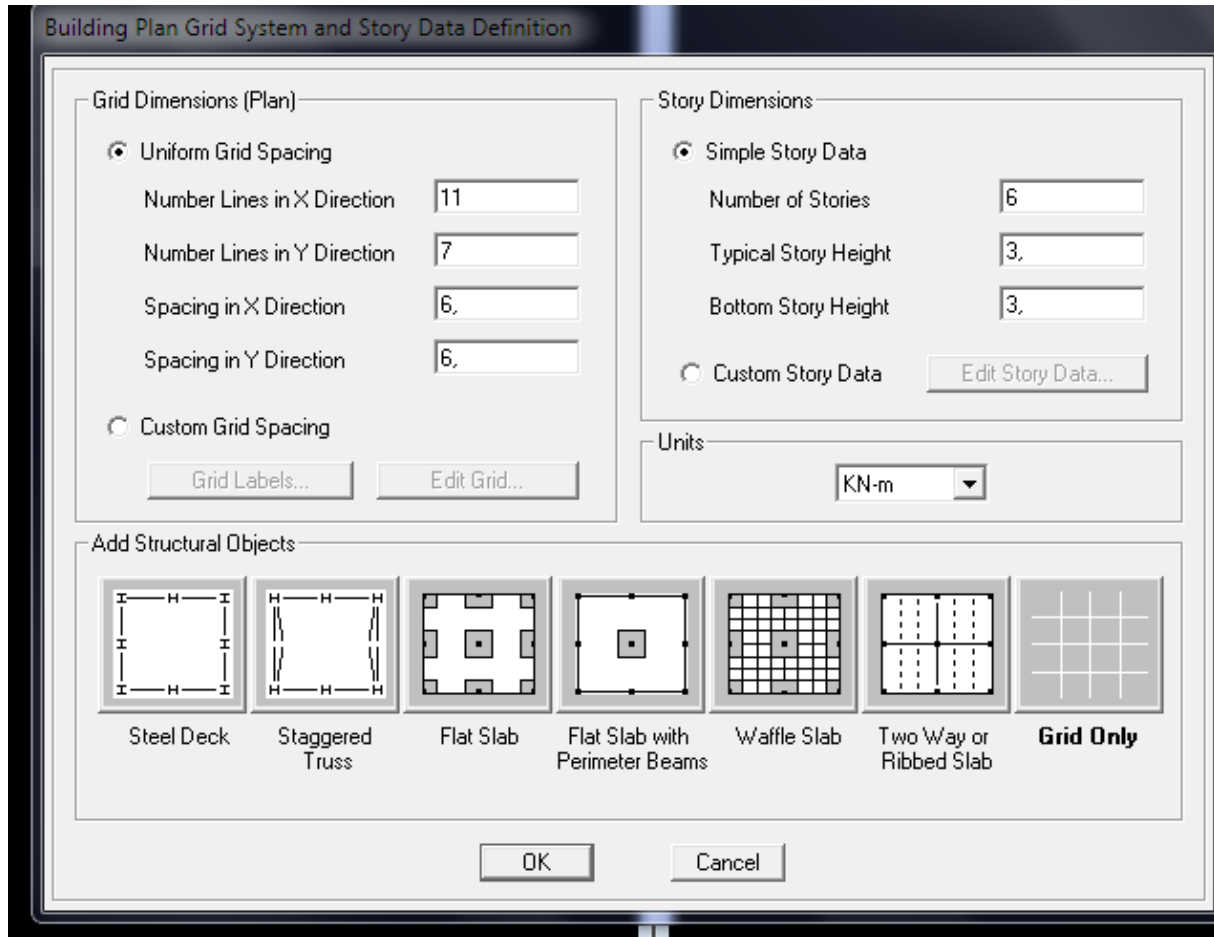
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

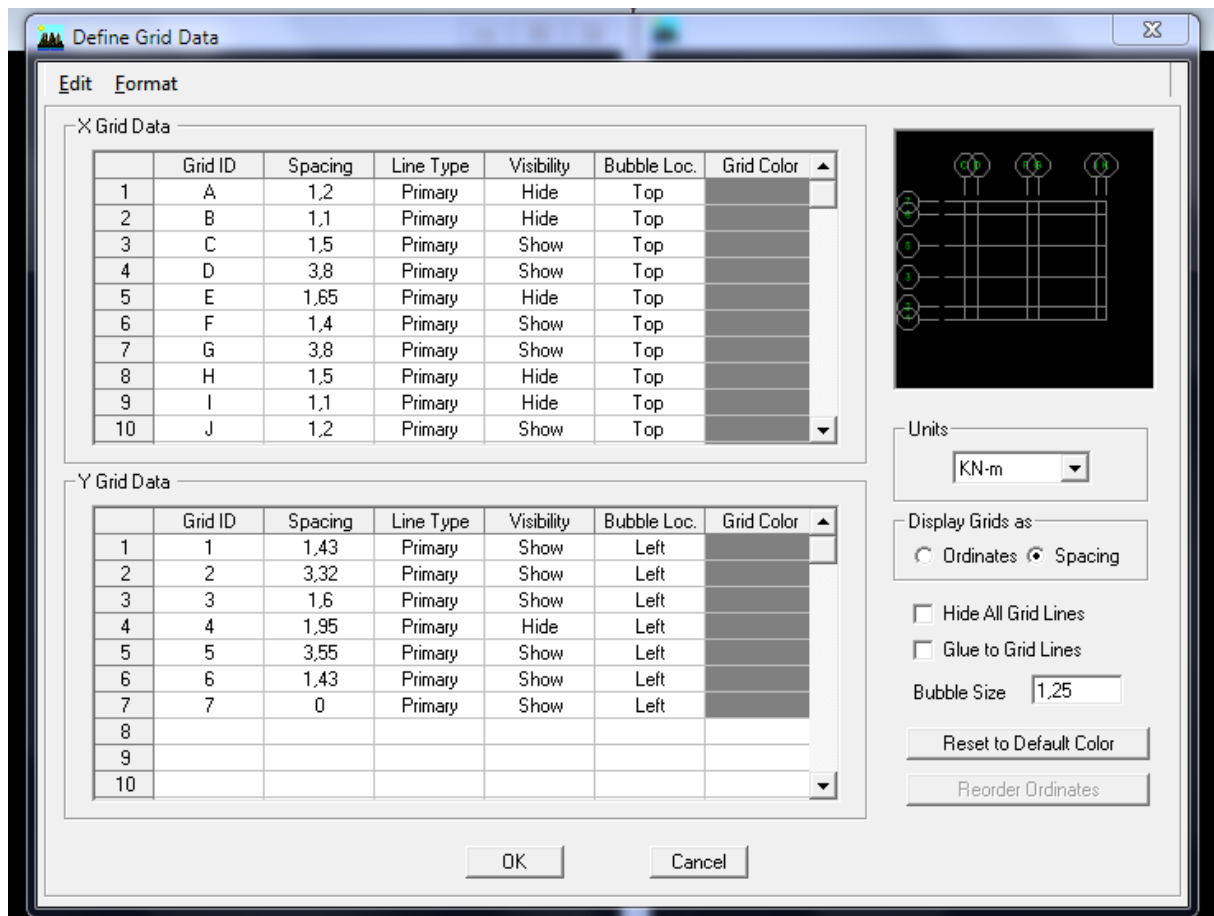
C) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit StoryData**.



Suivant x : 1,2 , 1,1 , 1,5 , 3,8 , 1,65 , 1,4 , 3,8 , 1,5 , 1,1 , 1,2

Suivant y : 1,43 , 3,32 , 1,6 , 1,95 , 3,55 , 1,43

Suivant z : 3,91 , 6,97 , 10,03 , 13,09 , 16,15 , 19,21 , 22,27

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	STORY7	3.06	22.27	Yes		No	0,
7	STORY6	3.06	19.21	No	STORY7	No	0,
6	STORY5	3.06	16.15	No	STORY7	No	0,
5	STORY4	3.06	13.09	No	STORY7	No	0,
4	STORY3	3.06	10.03	No	STORY7	No	0,
3	STORY2	3.06	6.97	No	STORY7	No	0,
2	STORY1	3.91	3.91	No	STORY7	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

OK Cancel

IV.5-2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante

Define Materials

Materials

BETON
OTHER
STEEL

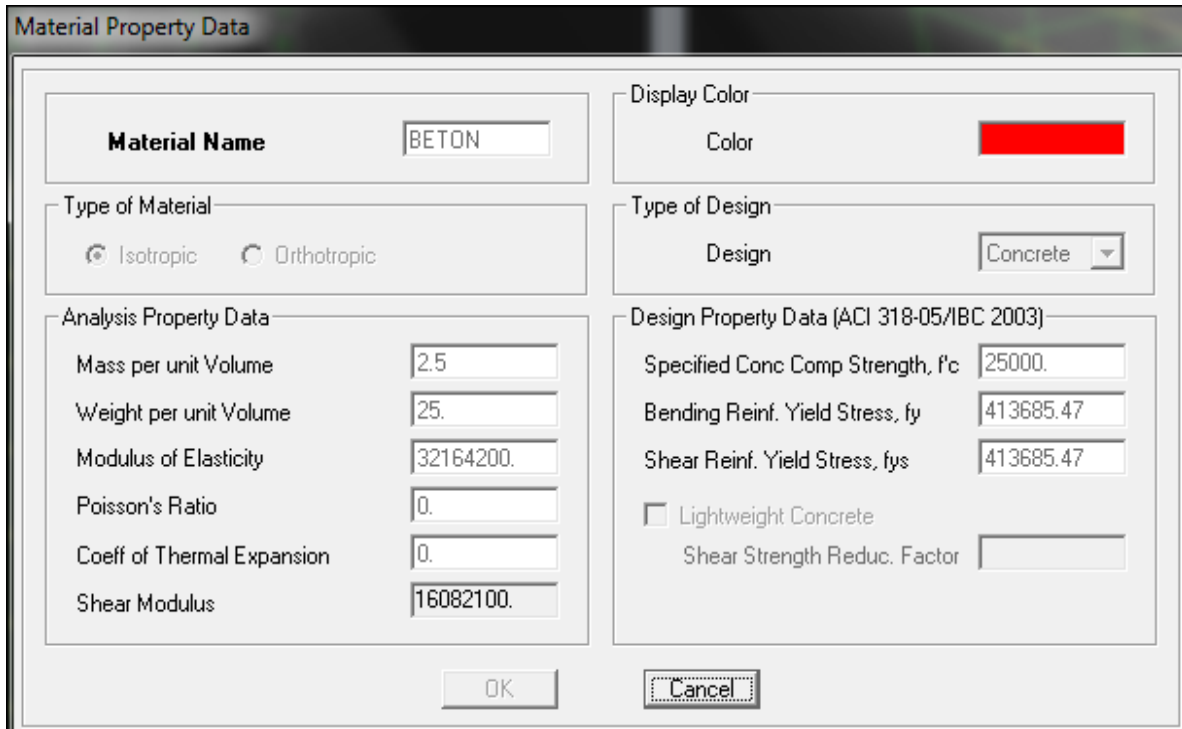
Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK Cancel



Material Property Data

Material Name: BETON

Display Color: Color (Red)

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design: Design (Concrete)

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	0.
Shear Modulus	16082100.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	413685.47
Shear Reinf. Yield Stress, fys	413685.47
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

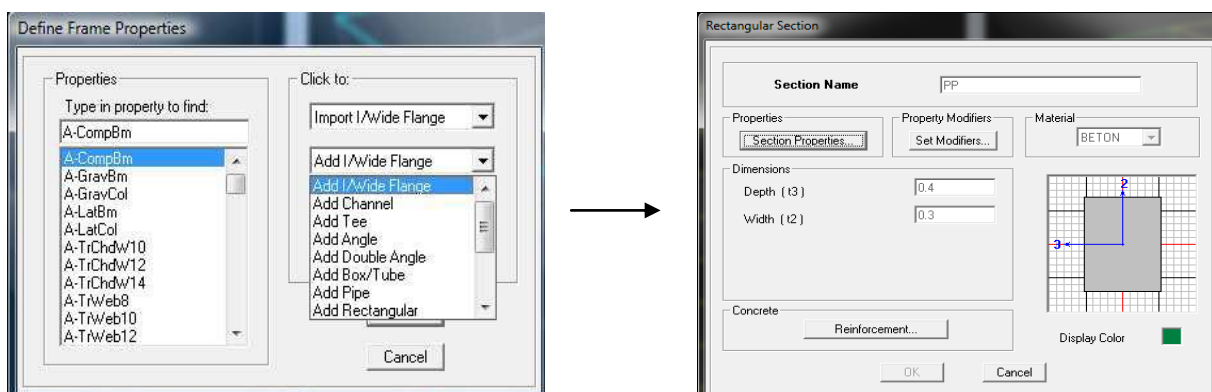
OK Cancel

IV.5.3- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Define Frame Properties

Properties: Type in property to find: A-CompBm, A-GravBm, A-GravCol, A-LatBm, A-LatCol, A-TrChdw10, A-TrChdw12, A-TrChdw14, A-TrWeb8, A-TrWeb10, A-TrWeb12

Click to: Import I/Wide Flange, Add I/Wide Flange, Add Channel, Add Tee, Add Angle, Add Double Angle, Add Box/Tube, Add Pipe, Add Rectangular

Cancel

→

Rectangular Section

Section Name: PP

Properties: Section Properties... **Property Modifiers**: Set Modifiers... **Material**: BETON

Dimensions: Depth (t3): 0.4, Width (t2): 0.3

Concrete: Reinforcement... **Display Color**: Green

OK Cancel

Le

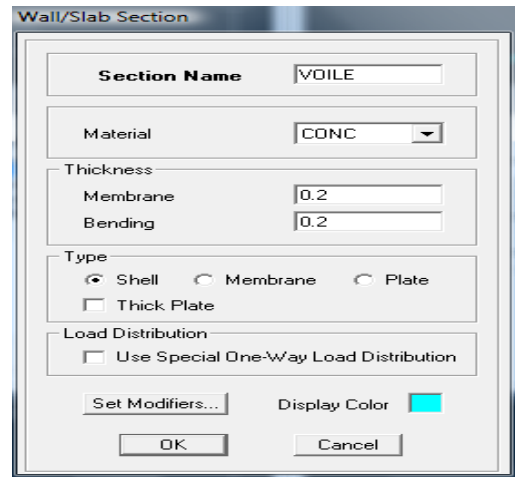
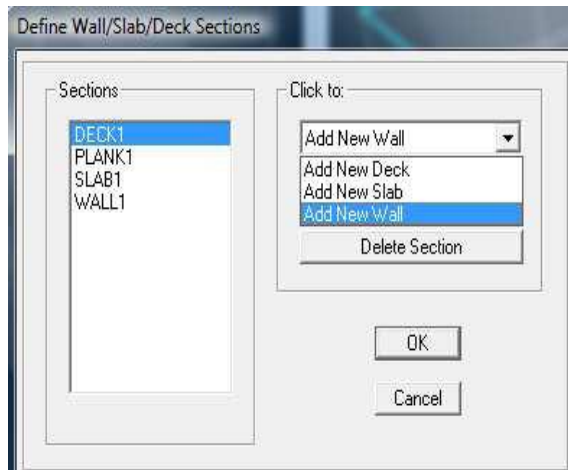
bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV.5.4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation

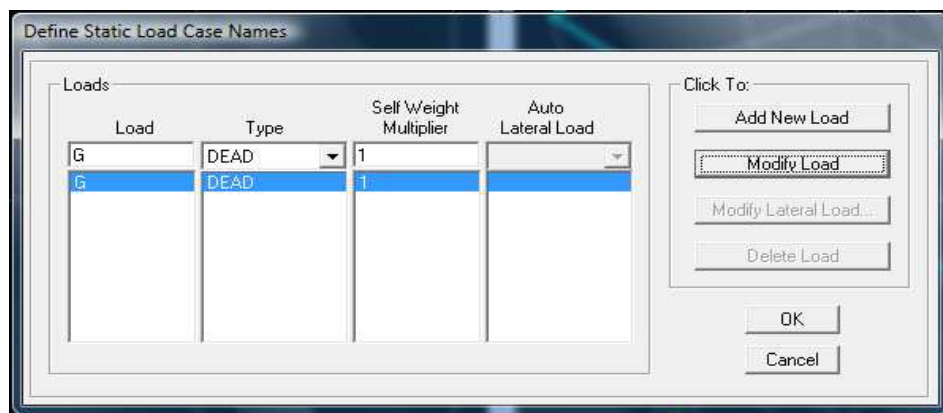
Q, pour les définir on clique sur : **DefineLoadCases**.

- ❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente) →

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

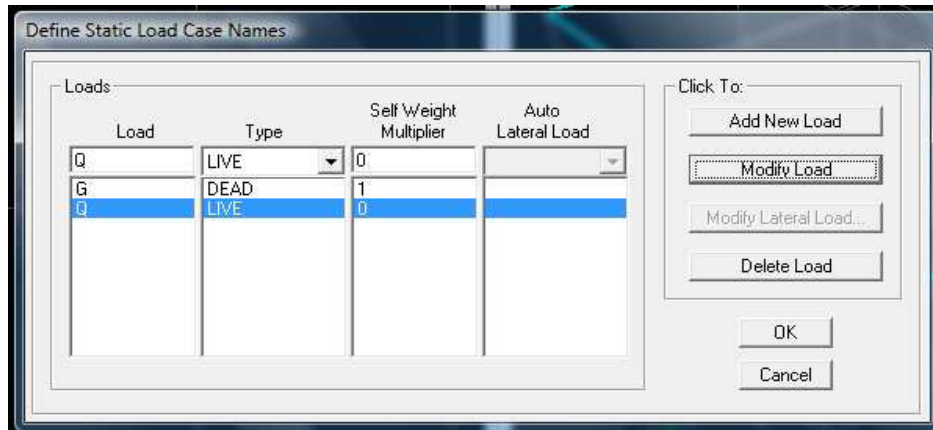


❖ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone** : **IIa**(Zone de moyenne sismicité , voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coef comportement** : Portiques contreventés par des voiles.
- **Remplissage** : Dense(Cloisons en maçonnerie).

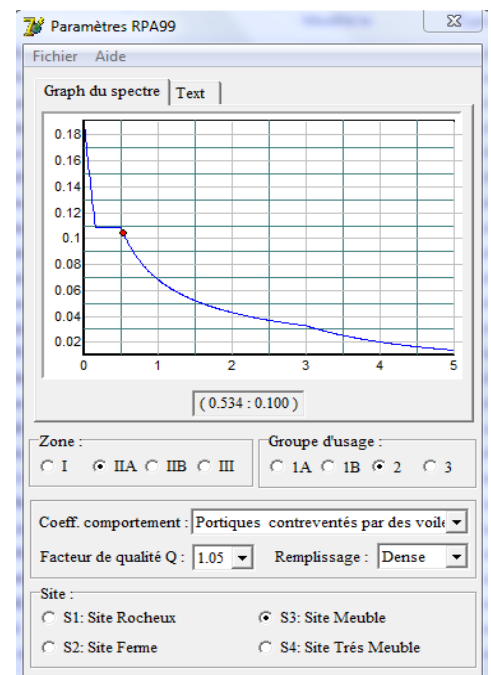
• **Site** : **S3**.

• **Facteur de qualité (Q)**:1.05.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

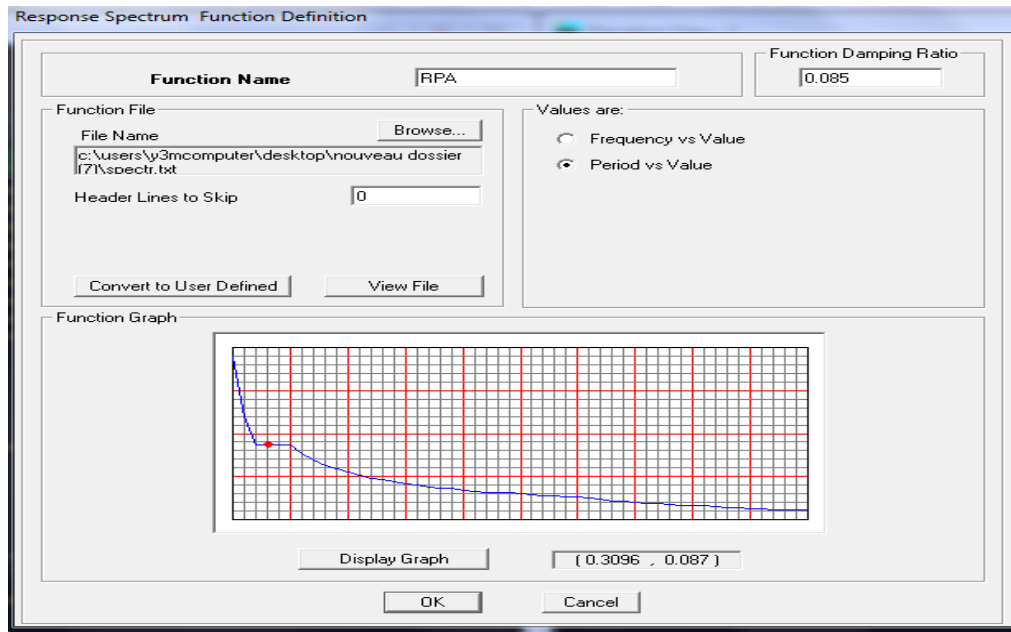


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

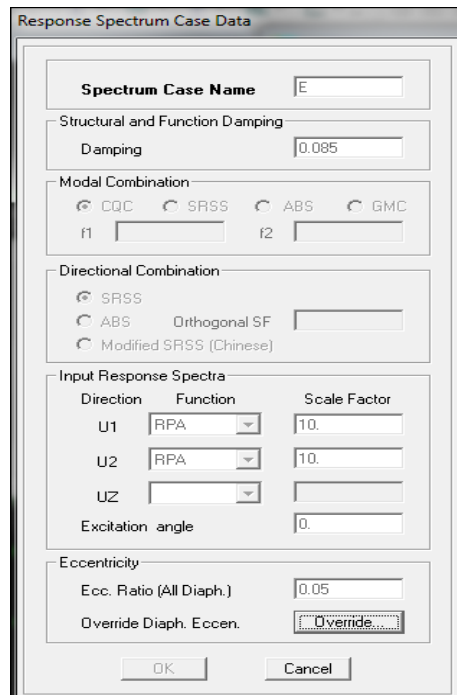
- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
→ **Define Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :


Define Responses → **spectrum cases** **Add New Spectrum**

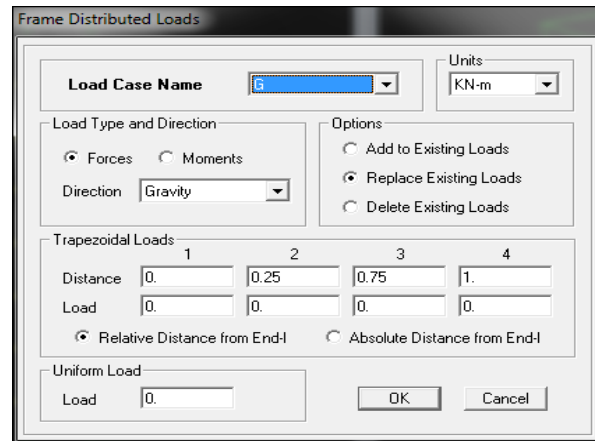


Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

Dans la partie **Input responsespectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

IV.4.5- 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges \rightarrow statiques étant définies, \rightarrow on sélectionne chaque poutre et on introduit lechargement **linéaire** qui lui revient en  cliquant sur **Assign Frame/lineloads Distributed**.



The dialog box 'Frame Distributed Loads' contains the following fields and options:

- Load Case Name:** A dropdown menu with 'G' selected.
- Units:** A dropdown menu with 'KN-m' selected.
- Load Type and Direction:** Radio buttons for 'Forces' (selected) and 'Moments'. A 'Direction' dropdown menu with 'Gravity' selected.
- Options:** Radio buttons for 'Add to Existing Loads', 'Replace Existing Loads' (selected), and 'Delete Existing Loads'.
- Trapezoidal Loads:** A table with 4 columns (1, 2, 3, 4) and 2 rows (Distance, Load).

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.
- Relative Distance from End-I:** Radio buttons for 'Relative Distance from End-I' (selected) and 'Absolute Distance from End-I'.
- Uniform Load:** A 'Load' input field with '0.'.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel'.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.46- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

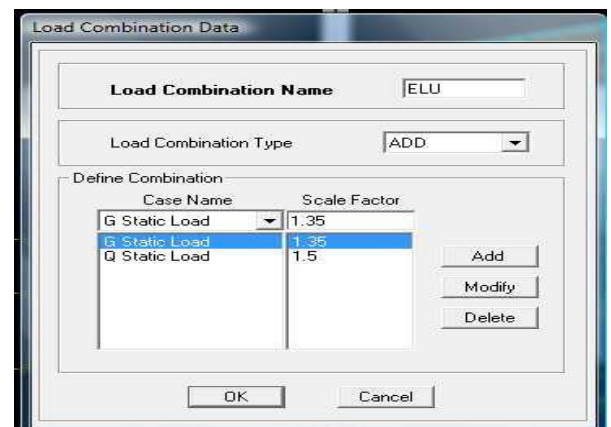
- ❖ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$.
- ❖ **ELS** : $G + Q$.

Combinaisons accidentelles du RPA :

- ❖ **GQE** : $G + Q \pm E$.
- ❖ **GQ12E** : $G + Q \pm 1.2E$
- ❖ **08GE** : $0.8G \pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load \rightarrow **CombinationsAdd** \rightarrow **New Combo.**



The dialog box 'Load Combination Data' contains the following fields and options:

- Load Combination Name:** A text input field with 'ELU'.
- Load Combination Type:** A dropdown menu with 'ADD'.
- Define Combination:** A table with 2 columns (Case Name, Scale Factor) and 3 rows.


Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5
- Buttons:** 'Add', 'Modify', 'Delete', 'OK', and 'Cancel'.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.7- 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes). Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

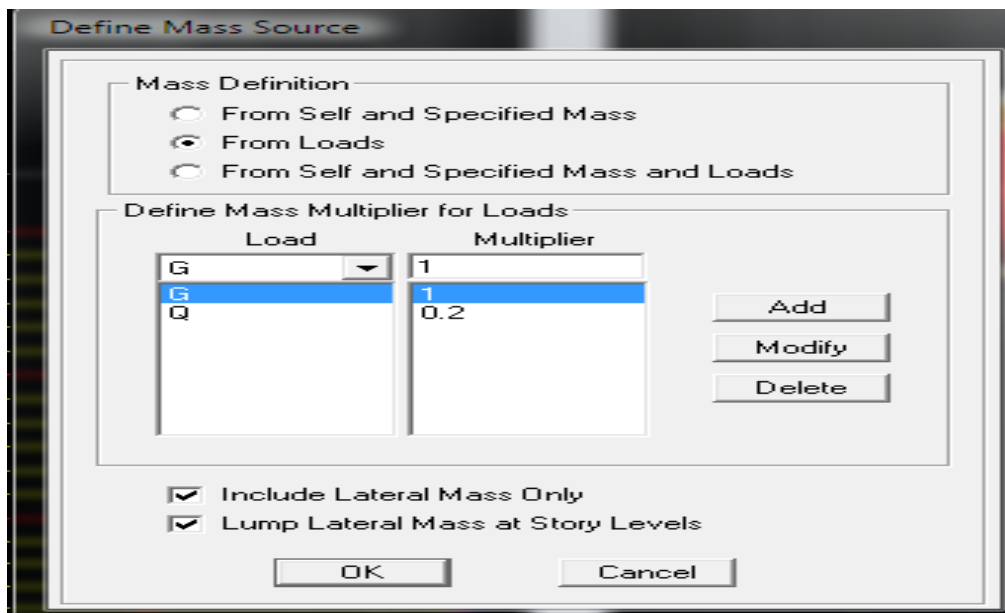
Assign —→ **Joint/point** —→ **Restraints** 



- **Mass- Source :**

Define —→ **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

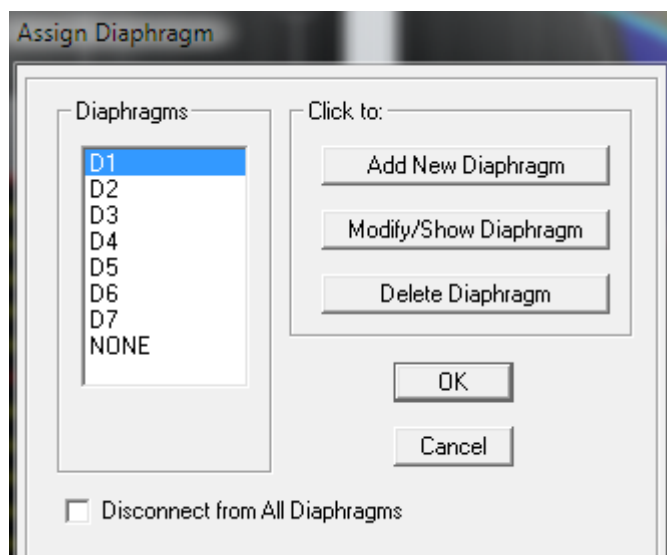


- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.4.8- 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

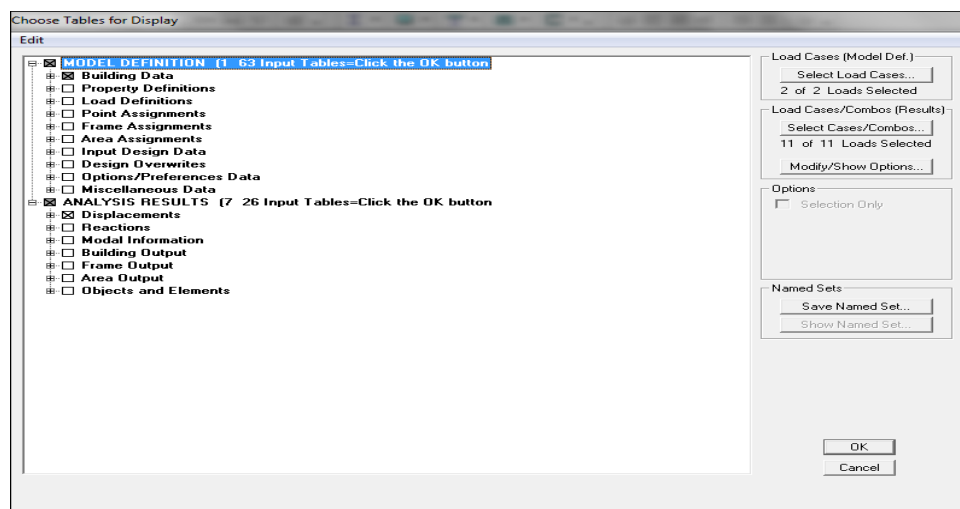
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.


Visualisation des résultats :

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed** →  **Shape** → et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

❖ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

❖ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

• Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

• Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

• Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

• Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.0301	2.4708
End Point	20.8622	2.3559

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.916	2.4133	0.	359.6992

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3289.6249	15.9093	3.607E-11	3289.6249	15.9093	3.713E-11
Moment	323.4811	67484.481	11918.0533	323.4811	67484.481	11918.0533

Close Refresh

CHAPITRE V

Fichier résultats

V.1-Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Dans ce chapitre, nous visons un double objectif :

- ✓ Définir les différents chargements et facteurs introduits dans l'ETABS.
- ✓ Faire toutes les vérifications exigées par le règlement et extraire les valeurs nécessaires, du fichier résultat, dont on aura besoin ultérieurement.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi les quelles :

- ***Modélisation en masse concentrée :***

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple.

- ***Modélisation en éléments finis :***

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

V.2-Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

V.3- Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4-Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 07 niveaux (RDC et 6 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et les dalles pleines par un élément de type SHELL.

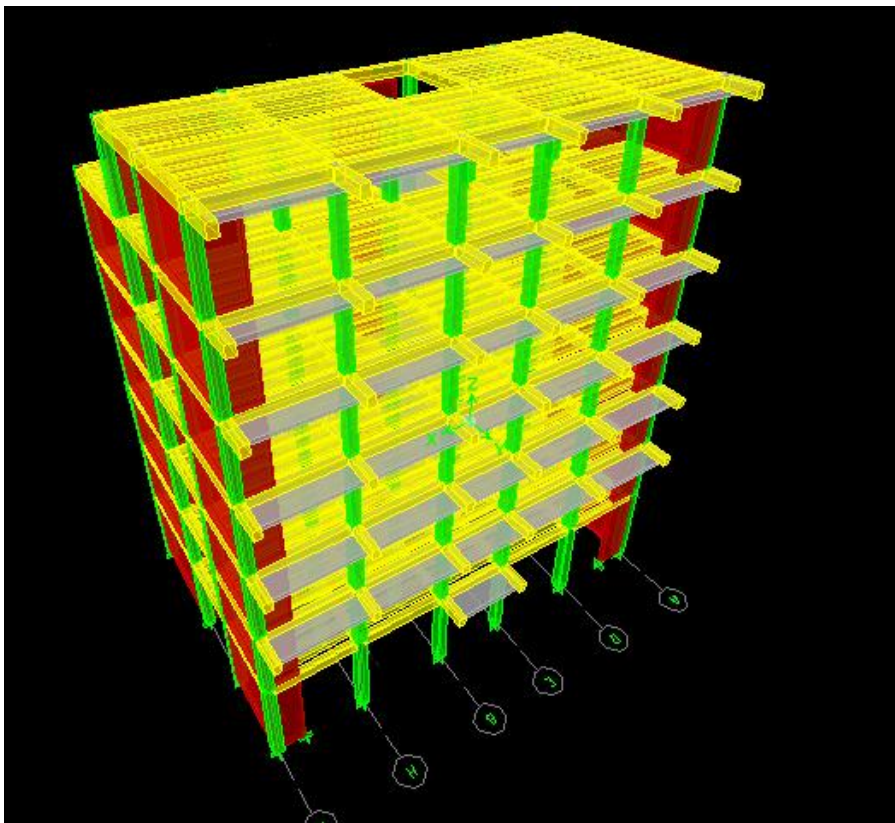


Fig.5.1: *Modèle 3D de la structure*

V.5-Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes 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.

V.6-Caractéristiques géométriques de la Structure :

- *Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :*

	<i>Centre de Masse</i>		<i>Centre de Torsion</i>		<i>Exentricité théorique</i>		<i>Exentricité accidentelle</i>	
<i>STORY</i>	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05Lx	0.05Ly
<i>STORY 1</i>	9.155	6.056	9.232	6.371	-0.08	-0.315	0.97	0.715
<i>STORY 2</i>	9.139	6.448	9.209	6.685	-0.07	-0.237		
<i>STORY 3</i>	9.139	6.451	9.204	6.980	-0.065	-0.529		
<i>STORY 4</i>	9.139	6.456	9.204	7.178	-0.065	-0.722		
<i>STORY 5</i>	9.139	6.456	9.206	7.320	-0.067	-0.864		
<i>STORY 6</i>	9.140	6.672	9.208	7.435	-0.068	-0.763		
<i>STORY 7</i>	9.137	6.692	9.215	7.452	-0.078	-0.760		

Tableau 5.1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- *L'exentricité :*

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une exentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette exentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Exentricité théorique résultant des plans.

a) Exentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $ex = 0,97 \text{ m}$; $ey = 0,715 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr} \rightarrow e_x = 0,065m \rightarrow CV.$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \rightarrow e_y = 0,237m \rightarrow CV.$$

V.7- Caractéristiques dynamiques du bâtiment :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.4956	72.7755	0.0010	0
2	0.2958	72.7770	71.1093	0
3	0.2340	72.8324	71.1204	0
4	0.1232	89.7211	71.1204	0
5	0.0692	89.7211	91.1949	0
6	0.0564	92.2545	92.698	0

Tableau 5.2 périodes et participation massiques.

- La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 6**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] de RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)
- La période donné par l'ETABS est : $T=0,4956s$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0,05 \times 22,27^{0,75} = 0,52s$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,67s > 0,4956s \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.8- Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente**(RPA 2003 Art 4.2). La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 4-1})$$

A : *coefficient d'accélération de zone*, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique **IIa** et le groupe d'usage du bâtiment **2** :

$$A = 0.15.$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

Site meuble $\Rightarrow T_2 = 0.5$ voir le (Tableau 4-7.RPA 2003)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4-3})$$

$$\xi = 8.5\text{‰}$$

$$\eta = 0.816 > 0.7$$

$$T_{ETABS} = 0.4956s \Rightarrow 0 \leq T_{ETABS} \leq T_2 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

R: coefficient de comportement de la structure :R=4

Q : Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Critères q	Sens X-X	Sens Y-Y
	Pénalité P_q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	Q=1.05	Q=1.05

Tableau 5-3 : Tableau donnant les critères de qualités

W : poids total de la structure, donné par ETABS.

Group	Self Mass	Self Weight	Total MassX	Total MassY	Total MassZ
ALL	0	11319.209	1874.4660	1874.4660	0

Tableau 5.4 : Poids total de la structure.

W=11319.209 KN

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	A	0.15
	D	2.04
	Q	1.05
	R	4.00
Poid total de la structure	W	11319.209
forces sismiques V (KN)	909.22	

Tableau 5.5 : La force sismique à la base

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (**V_t > 0.80 V**).

Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

• Application numérique :

$V_x = V_y = 909.22 \text{ KN} \longrightarrow$ (MSE).

$V_x = 1159.72 \text{ KN} \longrightarrow$ (MMS)

$V_y = 1213.03 \text{ KN} \longrightarrow$ (MMS)

$V_x \text{ dyn} = 1159.72 > 80\%$ $V_x = 727.37 \text{ KN}$ —————> Condition vérifiée.
 $V_{y \text{ dyn}} = 1213.03 > 80\%$ $V_y = 727.37 \text{ KN}$ —————> Condition vérifiée.

Conclusion : Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.9- Justification de l'interaction portiques voiles :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	0.0172	3.884
End Point	18.4096	3.884

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.2134	3.9284	0.	180

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1078.4397	106.0296	1541.3397	1078.4397	106.0296	1539.5541
Moment	3527.3205	2313.5302	3365.0174	3524.5918	2323.8685	3365.0174

Close Refresh

- Charge sismique reprise par les voiles :
 - Sens X-X : $\Rightarrow 93.50\%$.
 - Sens Y-Y : $\Rightarrow 90.54\%$.
- Charge sismique reprise par les portiques :
 - Sens X-X : $\Rightarrow 6.50\%$.
 - Sens Y-Y : $\Rightarrow 9.43\%$.

Conclusion :

Vu que la totalité des charges sismiques sont reprises par les voiles, alors le système est contreventé par des voiles.

V.10- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau <<i>>> de la structure est calculé comme suit:

$\delta_k = R \delta_{ek}$ Avec :

R : Coefficient de comportement ($R=4$).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Chapitre V : Fichier résultats

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Story	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Hauteur	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1%H	Obs
STORY7	0.0092	0.0038	3,06	0.0014	0.0005	0.031	Cv
STORY6	0.0078	0.0033	3,06	0.0014	0.0007	0.031	Cv
STORY5	0.0064	0.0026	3,06	0.0016	0.0007	0.031	Cv
STORY4	0.0048	0.0019	3,06	0.0015	0.0006	0.031	Cv
STORY3	0.0033	0.0013	3,06	0.0015	0.0006	0.031	Cv
STORY2	0.0018	0.0007	3,06	0,0011	0.0004	0.031	Cv
STORY1	0.0007	0.0003	3,91	0,0007	0.0003	0.039	Cv

Tableau .5.6 :Vérification les déplacements relatifs

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V11) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2emordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments sila condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_K \Delta_k / V_K h_K \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : la hauteur de l'étage k.

V_K:l'effort tranchant de niveau k

	Sens –XX				Sens –YY			
STORY	PK(KN)	$\Delta k(X)$	VK(X)×hK	Θ_x	$\Delta k(Y)$	VK(Y)×hK	Θ_y	Vérification
STORY7	1514.814	0.0014	731.92	0.0029	0.0005	868.73	0.0009	ok
STORY6	2537.592	0.0014	1549.34	0.0023	0.0007	1662.50	0.0011	ok
STORY5	2649.729	0.0016	2213.60	0.0019	0.0007	2244.20	0.0008	ok
STORY4	2649.729	0.0015	2731.90	0.0019	0.0006	2697.15	0.0005	ok
STORY3	2679.613	0.0015	3121.07	0.0013	0.0006	3107.03	0.0005	ok
STORY2	2714.717	0.0011	3391.86	0.0009	0.0004	3466.89	0.0003	ok
STORY1	2790.463	0.0007	4534.51	0.0004	0.0003	4742.94	0.0002	ok

Tableau 5.7.: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

CHAPITRE VI

Ferraillage des poutres

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI.2. Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$.

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

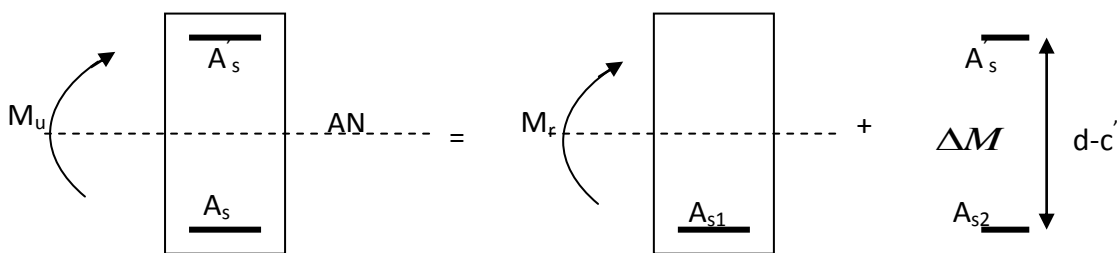
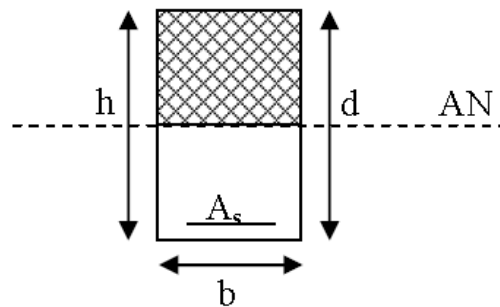
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : **M_r** : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (ArtBAEL B.6.6, 1).

4. **Vérification à l'ELS** : Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b \cdot d}.$$

$$\rho_1 \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1 \xrightarrow{\text{Abaque}}$$

5. Vérification du BAEL 91 : Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité :** $A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

6. Etat limite de déformation : Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. avec L : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$. M_0 : Moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

VI.3. Ferrailage des poutres principales à L'ELU :

➤ En travée

niv	M_t^{\max} (KN.m)	μ	β	OBS	A_s (CM) ²	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailage
1	42.089	0,135	0,927	SSA	2,80	6.00	8,01	3HA14+3HA12
2	48.908	0,157	0,914	SSA	3,28		8,01	3HA14+3HA12
3	51.352	0,165	0,909	SSA	3,46		8,01	3HA14+3HA12
4	55.118	0,177	0,901	SSA	3,72		8,01	3HA14+3HA12
5	53.710	0,173	0,904	SSA	3,62		8,01	3HA14+3HA12
6	63.290	0,203	0,885	SSA	4,32		8,01	3HA14+3HA12
7	31.528	0,102	0,946	SSA	2,08		8,01	3HA14+3HA12

Tableau 6.1 : Ferrailage des poutres principales en travée.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

➤ *Aux appuis :*

niv	M_a^{\max} (KN.m)	μ	B	OBS	A_{SCm}^2	A_{\min}	$A_{adopté}$	Ferrailages
1	64,122	0,206	0,883	SSA	4.38	6.00	8,01	3HA14+3HA12
2	75,366	0,242	0,859	SSA	5,21		8,01	3HA14+3HA12
3	79,751	0,256	0,849	SSA	5,54		8,01	3HA14+3HA12
4	87,920	0,283	0,830	SSA	6.17		8,01	3HA14+3HA12
5	87.873	0,284	0,829	SSA	6.17		8,01	3HA14+3HA12
6	97,809	0,315	0,803	SSA	6.96		8,01	3HA14+3HA12
7	52,605	0,169	0,906	SSA	3.54		8,01	3HA14+3HA12

Tableau 6.2 : Ferrailage des poutres principales en appuis

VI.4. Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU :

➤ *en travée :*

niv	M_t^{\max} (KN.M)	μ	B	OBS	A_{SCM}^2	A_{\min}	$A_{adopé}$	Ferrailages
1	13,829	0,045	0,976	SSA	1,03	5.25	6,88	3HA14+2HA12
2	24,931	0,080	0,958	SSA	1,88		6,88	3HA14+2HA12
3	29,579	0,095	0,949	SSA	2,24		6,88	3HA14+2HA12
4	34,795	0,112	0,940	SSA	2,66		6,88	3HA14+2HA12
5	39,439	0,126	0,932	SSA	3,03		6,88	3HA14+2HA12
6	42,832	0,137	0,925	SSA	3,31		6,88	3HA14+2HA12
7	32,103	0,103	0,945	SSA	2.44		6,88	3HA14+2HA12

Tableau 6.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

➤ *aux appuis :*

niv	M_a^{\max} (KN .M)	μ	B	OBS	A_s	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$	Ferrailages
1	27.366	0,088	0,954	SSA	2.07	5.25	6,88	3HA14+2HA12
2	44.441	0,143	0,922	SSA	3.44		6,88	3HA14+2HA12
3	54.906	0,176	0,902	SSA	4.32		6,88	3HA14+2HA12
4	65,368	0,210	0,881	SSA	5.23		6,88	3HA14+2HA12
5	73.021	0,235	0,863	SSA	5.92		6,88	3HA14+2HA12
6	78.48	0,252	0,852	SSA	6.42		6,88	3HA14+2HA12
7	72.308	0,232	0,866	SSA	5.85		6,88	3HA14+2HA12

Tableau 6.4 : *Ferrailage des poutres secondaires en appuis.*

VI.5. Vérification de BAEL 91 :

VI.5 .1. Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

- Pour les poutres principales (40×30) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

- Pour les poutres secondaires (30×35) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2.$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

VI.5.2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres}$$

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{83.64 \times 10}{0.9 \times 37 \times 24,49} = 1,02 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1,02 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens secondaire :

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{96.88 \times 10}{0.9 \times 32 \times 24,49} = 1,37 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1,37 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VI.5.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ Sens principale :

$$V_u = T_{\max} = 83.64 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{83.64 \times 10}{30 \times 37} = 0.75 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 96.88 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{96,88 \times 10}{30 \times 32} = 1.00 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI.5.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ Sens principale :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 666 \text{ KN.}$$

$$V_u = 83.64 \leq 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \times \frac{25}{1.5} = 576 \text{ KN.}$$

$$V_u = 96.88 \leq 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures :

$$A_u \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{- Pour les poutres principale s : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 83.64 - \frac{97.809}{0.9 \times 0.37} = -210.08 < 0$$

$$\text{- Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 96.88 - \frac{78.48}{0.9 \times 0.32} = -175.62 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

VI.5.5. Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

Sens principale :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{475} = 0.08 > 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

($L_{\max}=475\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$)

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}; \quad 0.08 \geq \frac{63.29}{10 \times 70.83} = 0.08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 < 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

a) Sens secondaire :

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{35}{380} = 0.092 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $0.09 < \frac{42.832}{10 \times 7.54} = 0.56 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

Conclusion :

Vu que la condition (2) dans les poutres secondaires n'est pas vérifiée, alors on doit passer par la vérification de la flèche.

• Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

$$- \text{ Sens secondaire : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.80}{500} = 0.0076m = 7.6mm$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \sqrt[3]{2.1} = 10818.87 MPa.$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ($n = 15$).

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} : \text{Pourcentage d'armatures.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho},$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right)$$

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

❖ Poutres secondaire :

M_s KN.m	L cm	E_v Mpa	A_s Cm ²	ρ	λ_v	σ_s Mpa	μ	I_0	I_{fv}	F mm	obs
31.26	380	10818.87	6,88	0,963	0.0087	193.64	0.99	128885.30	70933.02	5,8	vérifiée

Tableau 6.5 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaire.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI.6. Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la compression dans le béton

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{bd} \Rightarrow (\beta_1, \alpha_1) \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a) Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
1	30.73	8,01	0,54	0,890	0,03	159.65	4.78	15	Vérifiée
2	35,57	8,01	0,54	0,890	0,03	184.79	5.54	15	Vérifiée
3	37.35	8,01	0,54	0,890	0,03	194.04	5.82	15	Vérifiée
4	40.08	8,01	0,54	0,890	0,03	208.22	6.24	15	Vérifiée
5	39.06	8,01	0,54	0,890	0,03	202.92	6.08	15	Vérifiée
6	46.04	8,01	0,54	0,890	0,03	239.19	7.17	15	Vérifiée
7	23.01	8,01	0,54	0,890	0,03	119.54	3,58	15	Vérifiée

b) Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ ₁	β	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
1	- 46.78	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	243.03	7.29	15	Vérifiée
2	- 54.85	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	284.96	8.54	15	Vérifiée
3	-58.03	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	301.48	9.04	15	Vérifiée
4	- 63.96	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	332.29	9.97	15	Vérifiée
5	-63.91	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	332.03	9.96	15	Vérifiée
6	-71.14	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	369.59	11.08	15	Vérifiée
7	-38.46	8,01	0,54	0,890	0,330	0,03	199.81	5,99	15	Vérifiée

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

c) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ _l	B	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
1	10.09	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	62.50	2.50	15	Vérifiée
2	18.19	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	112.68	4.50	15	Vérifiée
3	21.59	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	133.74	5.34	15	Vérifiée
4	25.39	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	157.28	6.29	15	Vérifiée
5	28.79	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	178.34	7.13	15	Vérifiée
6	31.26	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	193.64	7.74	15	Vérifiée
7	23.43	6,88	0,848	0,869	0,393	0,04	145.14	5.80	15	Vérifiée

d) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

NIV	M _s	A _s	ρ _l	B	α	K	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
1	-19.98	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	123.77	2,04	15	Vérifiée
2	-32.44	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	200.95	3,04	15	Vérifiée
3	-40.08	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	248.28	9.93	15	Vérifiée
4	-47.72	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	295.61	11.82	15	Vérifiée
5	-53.31	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	330.24	13.20	15	Vérifiée
6	-57.26	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	354.71	14.18	15	Vérifiée
7	-52.79	6,88	0,848	0,869	0,393	0.04	327.02	13.08	15	Vérifiée

VI.7. Vérification du RPA99 révisé 2003 :

VI.7.1. Espacement d'armatures :

➤ Sens principale :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,2\right) = 10\text{cm} \quad \text{Soit à prendre } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t' = 15\text{cm}.$$

➤ Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) = 8,75\text{cm}. \quad \text{Soit } S_t = 7\text{cm}.$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \quad \text{soit } S_t' = 15\text{cm}.$$

VI.7.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ *Sens principal :*

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1.14; 1.2; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_L = 8 \text{ mm}$

➤ *Sens secondaire :*

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_{\text{lim}}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1; 1.2; 3)$$

On prend : $\Phi_L = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

VI.7.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ *Sens principal :*

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

➤ *Sens secondaire :*

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

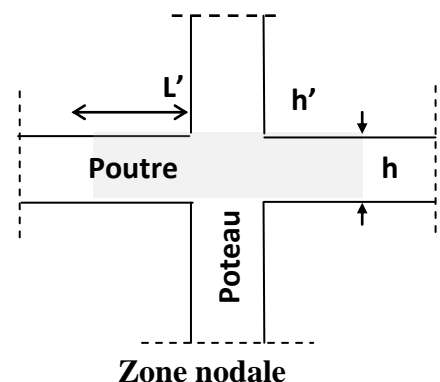
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \dots \text{poutres principales.}$$



Chapitre VI : Ferrailage des poutres

$L' = 2 \times 35 = 70$ cm.....poutres secondaires.

❖ *Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]*

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.33$ cm

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49.38$ cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: $l_c = 16.93$ cm

Pour les $\phi 14$: $l_c = 19.75$ cm

VI.7.4. Disposition constructive :

Conformément au BAEL , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

CHAPITRE VII

Ferraillage des poteaux

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

VII.1- Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ \longrightarrow à l'ELU.
- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS.
- $G+Q \pm 1.2E$ \longrightarrow RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ \longrightarrow RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

1) Armatures longitudinales :

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:

$$0,8\% \Rightarrow A_{min}=0.008(b \times h).$$

- RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (40 \times 40) = 12.8 \text{cm}^2$.
- Etages (3 ; 4 ; 5 ; 6) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 09.80 \text{ cm}^2$.

➤ Leur pourcentage **maximal** sera de :

- **4% en zone courante ($0.04 \times b \times h$).**

- RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étage : (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (40 \times 40) = 64.00 \text{cm}^2$.
- Etages (3 ; 4 ; 5 ; 6) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (35 \times 35) = 49.00 \text{ cm}^2$.

- **6% en zone de recouvrement ($0.06 \times b \times h$).**

- RDC ; 1^{ère} 2^{ème} étage (40x40) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (40 \times 40) = 96 \text{cm}^2$.
- Etages (3 ; 4 ; 5 ; 6) : (35x35) $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de: 40 ϕ en zone IIa.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.

➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'**ELU**. On passe ensuite aux vérifications à l'**ELS**. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

2) *Les armatures transversales :*

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$

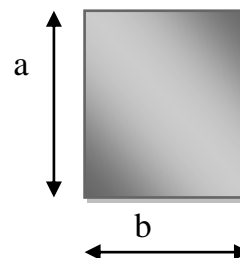
λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

L_f : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec : $l_f = 0.7 \times h_0$



Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S_t est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**
 $t \leq \min (10\Phi 1 ; 15\text{cm}) \dots\dots$ en zone IIa
- **dans la zone courante :**
 $t' \leq 15\Phi \dots\dots$ en zone IIa

Où $\Phi 1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité **d'armatures transversales minimales** $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

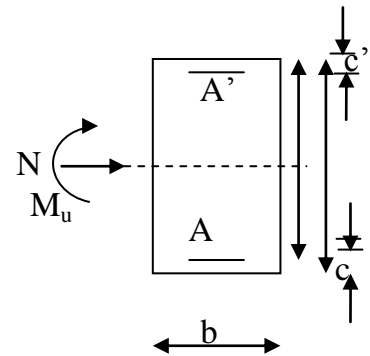
VII.3-) Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée : u d h

❖ Calcul des armatures longitudinales :

- calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :



a) Section partiellement comprimée (SPC) :

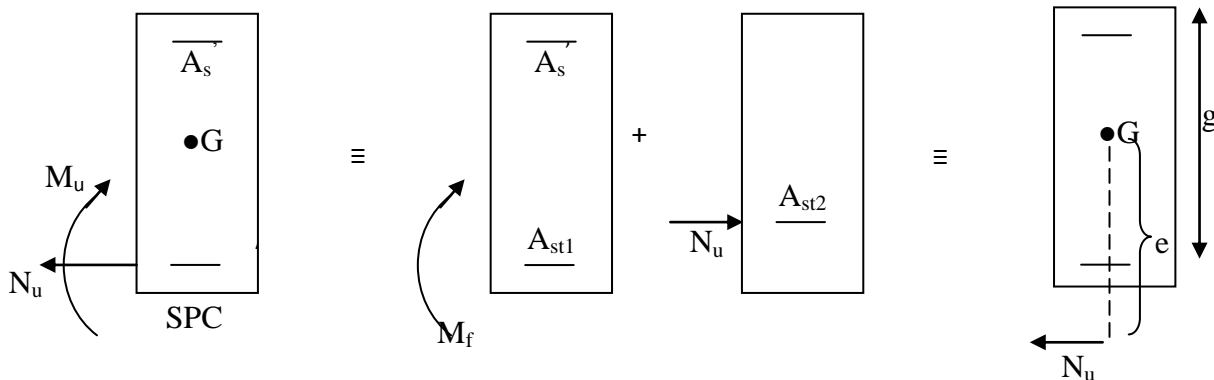
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

$$\bullet e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$\bullet N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$\text{Avec : } M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$$



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu_f < \mu_b = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si l'effort est positif.

Si A_s est négative $A_s \geq \max \left\{ b h / 1000, 0.23 b h f_{t28} / f_e \right\}$

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

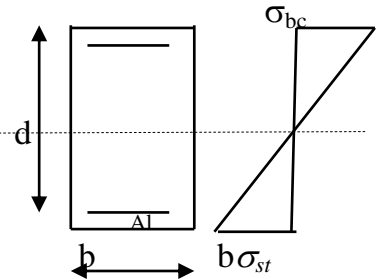
Si $\mu_l > \mu_b = 0.392 \longrightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = M_l \cdot b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_{rA}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma} \quad \text{avec ; } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A'$ $A_s = A_l - N_u / \sigma_s$

b) Section entièrement comprimée (SEC) : La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

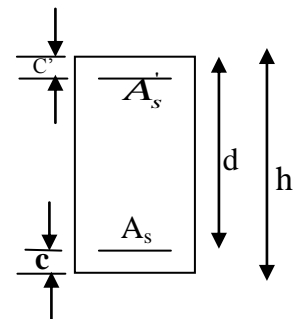
- 1) Si $(0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_s = 0$$

Avec

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



- 2) Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Remarque: Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VII.4) Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

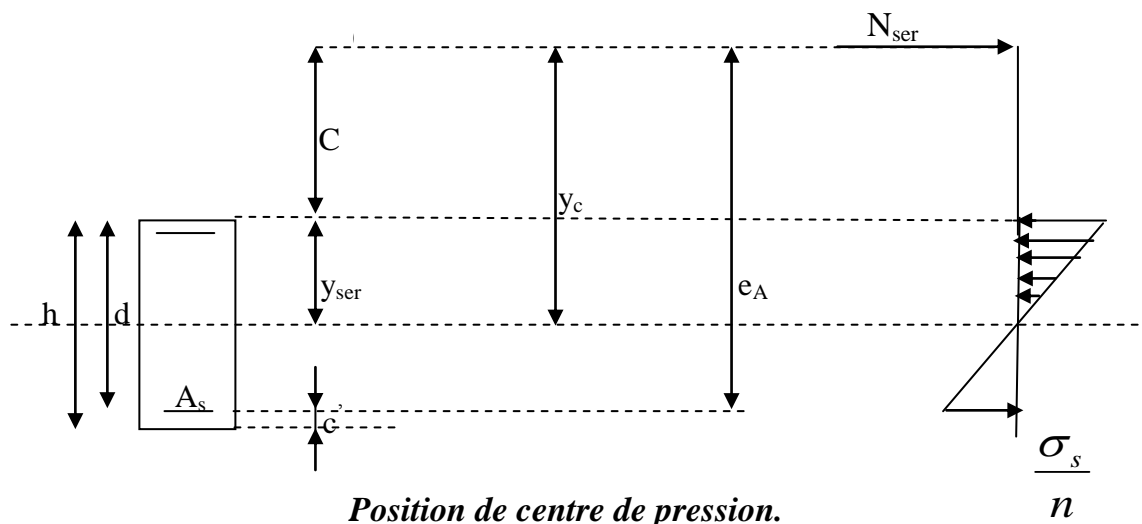
➤ **état limite de compression du béton : [BAEL 99A.4.5.2]**

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression (C_p) comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : La distance de centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

Si $N_{ser} < 0$: quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C < 0$ si $e_A > d$ (C à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si $N_{ser} > 0$

$C > 0$ si $e_A > d$ (Cp à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose $y_{ser} = y_c + c$; $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$tq : e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p) \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{On calcul } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad ; \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad 2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \quad 3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \quad ;$$

$$\text{Si } \Delta > 0 \longrightarrow \text{alors il faut calculer : } Z = t^{1/3} \longrightarrow y_c = Z \times \frac{p}{3.Z}$$

- **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

H₂ : le béton tendu est négligé.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

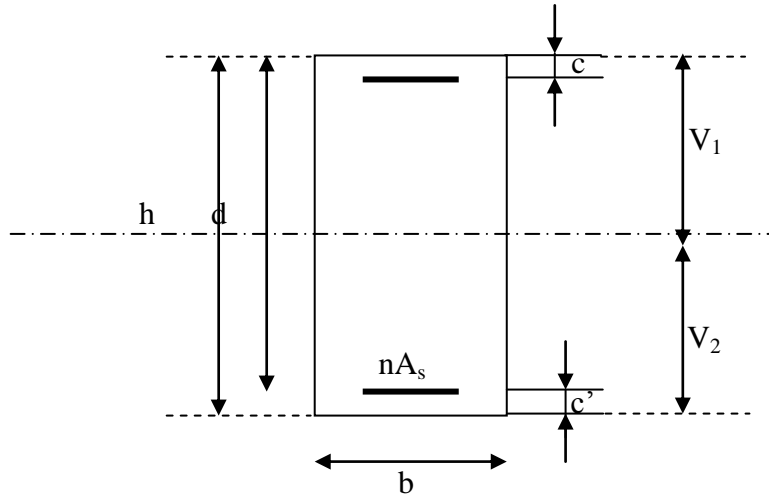
$$\epsilon_{bc} = E_b \epsilon_s \quad ; \quad \epsilon_{st} = E_s \epsilon_s$$

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

$$\sigma_{bc} = \frac{V_1 \times N_s}{I} \times V_2 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $k = \frac{N_{ser} y_{ser}}{I} = tg \alpha$; $\sigma_b = nk(d - y_{ser})$ avec $n = 15$
il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

-La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c')^2 - A'_s(N_1 - c')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

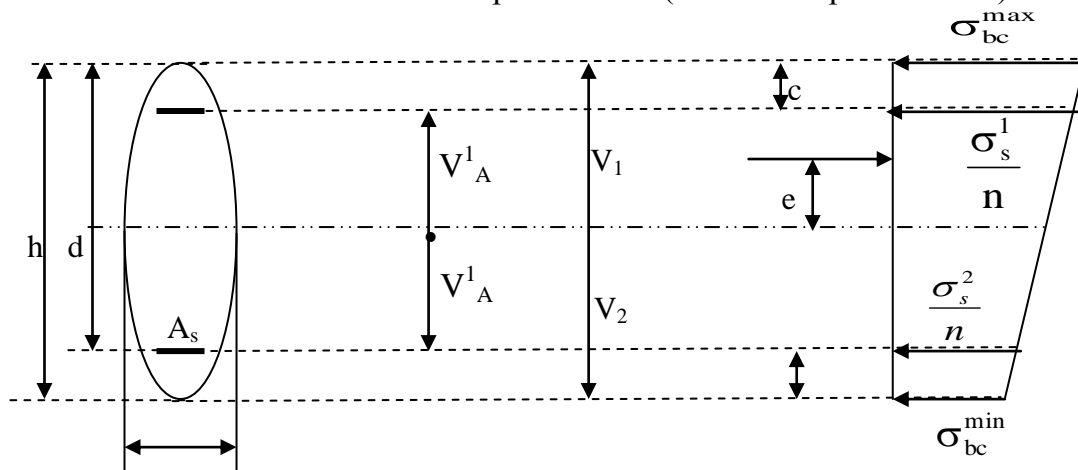
Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression à l'ELS.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible) .



VII.5) Ferrailage des poteaux :

Les armatures longitudinales :

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

POTEAU 40X40

	Etat limite ultime		Combinaisons accidentelles	
$N_{C_{max}}$ \rightarrow M_{corres}	$N_{C_{max}}=1120,96 \text{ KN}$		$N_{C_{max}}=813,89 \text{ KN}$	
	$M_3=1,024 \text{ KN.m}$	$M_2=3,719 \text{ KN.m}$	$M_3=0,748 \text{ KN.m}$	$M_2=2,738 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s3}=0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2}=0.00 \text{ cm}^2$
$N_{C_{min}}$ \rightarrow M_{corres}	$N_{C_{min}}=95,85 \text{ KN}$		$N_{C_{min}}= 53,29$	
	$M_3=0,023 \text{ KN.m}$	$M_2=0,47 \text{ KN.m}$	$M_3=0,01 \text{ KN.m}$	$M_2=0,256 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s3}=0,00 \text{ cm}^2$	$A_{s2}=0.00 \text{ cm}^2$
$M_{3_{max}}$ \rightarrow N_{corres}	$M_{3_{max}}=24,398 \rightarrow N_{corres}=504,41$		$M_{3_{max}}=106,45 \rightarrow N_{corres}=220$	
	$A_{s3} = 0,00 \text{ cm}^2$		$A_{s3}=4,84 \text{ cm}^2$	
$M_{2_{max}}$ \rightarrow N_{corres}	$M_{2_{max}}=43,434 \rightarrow N_{corres}=491,11$		$M_{2_{max}}=113,44 \rightarrow N_{corres}= 98,4$	
	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$		$A_{s2}=5,33 \text{ cm}^2$	

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

POT 35X35

	Etat limite ultime	Combinaisons accidentelles
$N_{C_{max}} \rightarrow M_{corres}$	$N_{C_{max}}=1120,96 \text{ KN}$	$N_{C_{max}}=813,89 \text{ KN}$
	$M_3=1,024\text{KN.m}$ $M_2=3,719\text{KN.m}$	$M_3=0,748\text{KN.m}$ $M_2= 2,739\text{KN.m}$
	$A_{S3}= 0.00 \text{ cm}^2$ $A_{S2}= 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{S3}= 0.00 \text{ cm}^2$ $A_{S2}=0.00\text{cm}^2$
$N_{C_{min}} \rightarrow M_{corres}$	$N_{C_{min}}=5,51 \text{ KN}$	$N_{C_{min}}= 3,94\text{KN}$
	$M_3=3,719\text{KN.m}$ $M_2=10,677\text{KN.m}$	$M_3= 13,50 \text{ KN.m}$ $M_2=7,823\text{KN.m}$
	$A_{S3}=0,25 \text{ cm}^2$ $A_{S2}= 0.9\text{cm}^2$	$A_{S3}= 1,19\text{cm}^2$ $A_{S2}=0,66\text{cm}^2$
$M_{3max} \rightarrow N_{corres}$	$M_{3max}=35,853 \rightarrow N_{corres}=104,09$	$M_{3max}=79,962 \rightarrow N_{corres}=168,74$
	$A_{S3}= 1,88\text{cm}^2$	$A_{S3}= 3,76\text{m}^2$
$M_{2max} \rightarrow N_{corres}$	$M_{2max}=43,434 \rightarrow N_{corres}= 491,11$	$M_{2max}= 67,801 \rightarrow N_{corres}=19,12$
	$A_{S2}= 0,00 \text{ cm}^2$	$A_{S2}=4,29\text{cm}^2$

POTEAUX 40X40

Sens xx : $A_{S3 \text{ max}} = 4,84 \text{ cm}^2$, on opte : $2\text{HA}16+1\text{HA}14=5,56 \text{ cm}^2$ posé Symétriquement.

Sens yy : $A_{S2 \text{ max}} =5,33\text{cm}^2$,on opte: $2\text{HA}16+1\text{HA}14=5,56 \text{ cm}^2$ posé Symétriquement.

La section total est de $4\text{HA}16+4\text{HA}14=14,19 > A_{S\text{min}}=12,8$

POTEAUX 35X35

Sens xx : $A_{S3 \text{ max}} = 3,76 \text{ cm}^2$, on opte : $3\text{HA}14=4,62 \text{ cm}^2$ posé Symétriquement.

Sens yy : $A_{S2 \text{ max}} =4,29$, on opte : $3\text{HA}14=4,62 \text{ cm}^2$ posé Symétriquement.

La section totale est de $8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ min}}= 9,8 \text{ cm}^2$.

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

VII.6) Vérification à ELS : Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	A _s (cm ²)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	σ_b^{sup} (MPa)	σ_b^{inf} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s^{sup} (MPa)	σ_s^{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs.
40x40	N _{max} =813,89	M _{cor} =2,739	14,19	0,0006	0.066	SEC	4,81	4,39	15	71,6	66,4		vérifiée
	N _{min} =70,56	M _{cor} =0,017	14,19	0,056		SEC	0,4	0,4		6	5,97		vérifiée
	N _{cor} =356,78	M _{max} =31,619	14,19	0,066		SEC	4,52	0		60,2	-0,51		vérifiée
35x35	N _{max} =813,89	M _{cor} =2,739	12,31	0,003	0.058	SEC	6,28	5,65	15	93,9	85,8		vérifiée
	N _{min} =3,94	M _{cor} =7,823	12,31	0,046		SEC	1,84	0		13,5	-55,3		vérifiée
	N _{cor} =356,78	M _{max} =31,619	12 ,31	0,388		SPC	6,41	0		84,5	-9,37		vérifiée

Tableau : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS

VII.7) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ Calcul de l'élancement :

➤ L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ tq : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h : longueur libre du poteau.

$h=391 \text{ cm}$ pour le Poteau RDC,

$h=306 \text{ cm}$ pour les Poteaux de (étages courants).

• Poteaux (40×40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 391 = 23,7$ remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

• Poteaux (35×35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20$.

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h : hauteur totale de la section brute

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

est l'espacement des armatures transversales.

17

➤ Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On adopte 4HA8 = 2.01 cm^2

➤ Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm}) = \leq \min (10 \times 1.4, 15) = 14 \text{ cm} \Rightarrow S_T = 10 \text{ cm}$$

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

❖ L'effort tranchant max :

$$V_u = 30,07 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 30,07 \times 10^3 \times 10}{40 \times 400 \times 10^2} = 0,46 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi_1 = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \rightarrow S'_t = 15 \text{ cm}$$

$$* \text{L'effort tranchant max : } V_u = 30,07 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 30,07 \times 10^3}{40 \times 40 \times 10^2} = 7,04 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**

✓ **En zone nodale :**

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8=2,01cm²

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\Phi_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h \text{ Poteau}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \text{ Poteau}$$

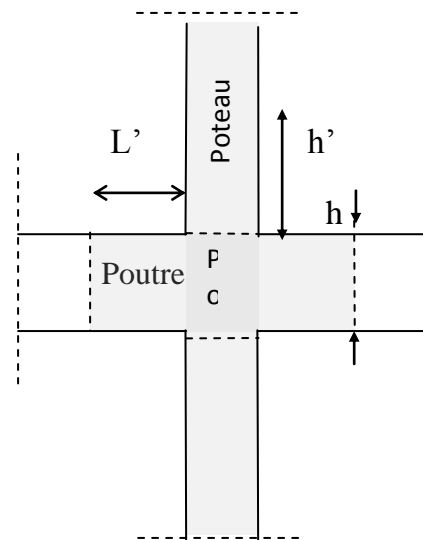
Avec :

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{36.8; 40; 40; 60\} = 60 \text{ cm}$$



la zone nodale

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{30,07 \times 10^3}{400 \times 410} = 0.18 \text{ MPa}$$

Avec :

Chapitre VII :Ferrailage des poteaux

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_{eg} \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_{eg} < 5 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \end{array} \right.$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} > \tau = 0.18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VII

Ferraillage des voiles

VIII-1-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferriller par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du RDC au 2ème étage.
- Zone II : du 3ème au 6ème étage.

VIII-1-2-Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{ELU} \\ G + Q \quad \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton.}$$

I : moment d'inertie du trumeau.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_t : longueur tendue.

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

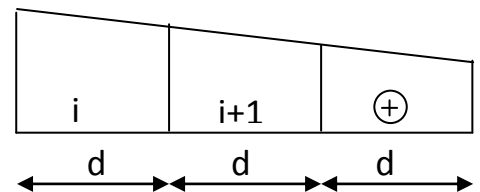
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$



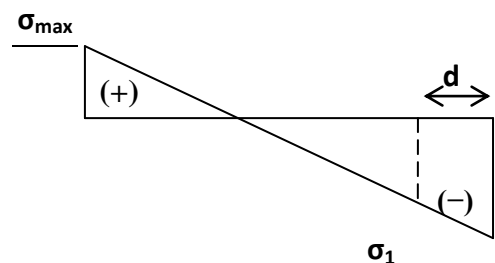
Avec :

e : épaisseur du voile

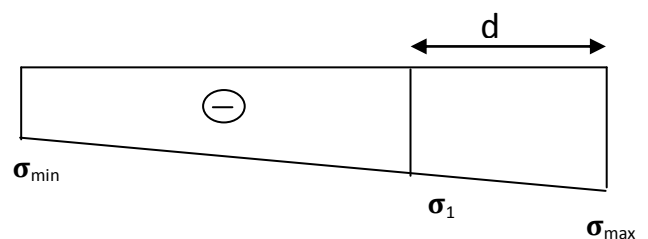
❖ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ Section entièrement tendue :



$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

VIII –1- 3) Armatures minimales :

- **Pour une section partiellement comprimé :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99})$$

$$0,2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Pour une section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimé :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23 B f_{t28}}{f_e}; 0,005 B \right\}$$

Chapitre VIII :Ferrailage des voiles

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VIII 1- 4) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le BEAL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

B : la section du béton

A_v : section d' armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII-1- 5) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

VIII -1- 6) Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII -1- 7) Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VIII – 1-7-1) Disposition constructives :

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm .

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $0,10$ de l'épaisseur du voile.

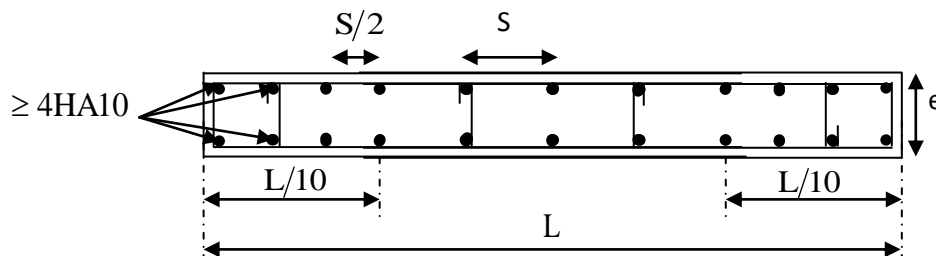


Fig VII: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII -2)Les vérifications :

VIII -2-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VIII -2-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 2.5MPa ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

❖ Exemple de calcul :

Soit a calculer le ferrailage d' un voile longitudinale VL3=2,10m sur la zone 1 ;SPC

1-)Caractéristiques géométriques

$$L = 2,10 \text{ m} , e = 0.2 \text{ m} ; B = 0,42\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,15 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1,05 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 2557,84 \text{Kn/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5884,84 \text{Kn/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

Calcul de la longueur comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

avec :

Lc : la longueur de la zone comprimée ;

L : la longueur du voile

$$L_c = 0,63\text{m} , L_t = L - L_c = 1,47\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$\text{en prend } d = \frac{l_t}{2} = 0,73\text{m}$$

1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

Chapitre VIII :Ferrailage des voiles

$$\sigma_1 = 2962,45 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d.e = 645,85 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 18,55 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d.e = 216,26 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6,20 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = \max \left(0,005 B, 0,23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = 7,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{v2} = 6,20 \text{ cm}^2 < A_{min} = 7,35 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec A_{min}

$$A_{v1} = 18,55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on doit ferrailer avec } A_{v1} \longrightarrow A_{v1} = 18,55 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 12,31 \text{ cm}^2 / \text{nappes soit : 8HA14 avec un espacement } st = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Le ferrailage adopter pour toute la surface du voile est : } A_v = 24,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 6,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 4,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 8HA10} = 6,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 338.64 \times 10}{400}$$
$$A_{vj} = 13.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 12\text{HA}12 = 13,57 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow 6\text{HA}12 / \text{nappe} = 6,78 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\text{-Selon le BAEL 91 : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{338.64 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2100} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{-Selon RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 338.64 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,25 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{613,22 \times 10^3}{0,294 \times 10^6 + 15 \times 24,62 \times 10^2} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :**

Ferrailage des voiles (VL1 ;vL2 ;VL9 VL10 ;) :

	Zone	I	II
Caractéristique géométriques	L(m)	1,00	1,00
	e(m)	0,2	0,2
	B(m²)	0,2	0,2
	I (m⁴)	0,02	0,02
	V' = V=L/2	0,5	0,5
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m²)	1284,27	721,6
	σ_{\min}(KN/m²)	-4863,83	-3354,46
	Vu (KN)	107,02	45,43
	Lc (m)	0,21	0,17
	Lt (m)	0,79	0,83
	nat section	SPC	SPC
	d (m)	0,39	0,41
	σ_1(KN/m²)	2462,69	1697,43
	N₁(KN)	285,73	207,12
	N₂ (KN)	96,04	69,59
Armatures verticales	A1(cm²)	8,21	5,9
	A2 (cm²)	2,76	2,00
Armatures minimales	Amin (cm²)	3,95	4,15
	Avadopt	9,24	6,78
	choix/nappe	3HA14	3HA12
	stv (cm)	15	15
Armatures horizontales	A_H (cm²)	6,78	4,70
	Choix / nappe /ml	3HA12	3HA10
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml	
Armature de couture	Avj (cm²)	6,78	4,70
	Choix/nappe	3HA12	3HA10
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0,6	0,25
	τ_b(MPa) =5	0,8	0,35
	Nser(KN)	236,68	136,14
	σ_b(MPa) =15	1,5	0,84

Ferrailage des voiles (VT₁ ; VT₂)

	Zone	I	II
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	4,25	4,25
	e(m)	0,2	0,2
	B(m ²)	0,85	0,85
	I (m ⁴)	1,3	1,3
	V' = V=L/2	2,12	2,12
<i>Sollicitation de calcul</i>	σ_{\max} (KN/m ²)	2663,51	2335,48
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6898,83	-5994,12
	Vu (KN)	112,96	85,67
	Lc (m)	0,42	0,40
	Lt (m)	1,07	1,1
	nat section	SPC	SPC
	d (m)	0,54	0,55
	σ_1 (KN/m ²)	2834,52	2384,84
	N ₁ (KN)	454,94	393,39
	N ₂ (KN)	151,64	131,16
<i>Armatures verticales</i>	Av1 (cm ²)	13,07	11,30
	Av2 (cm ²)	4,35	3,76
<i>Armatures minimales</i>	Amin (cm ²)	5,4	5,5
	Avadopt	15,40	11,30
	choix/nappe	5HA14	5HA12
	stv (cm)	15	15
<i>Armatures horizontales</i>	A _H (cm ²)	6,28	4,7
	Choix / nappe /ml	4HA10	3HA10
<i>Armatures transversales</i>	A _t (cm ²)	4 épingles en HA8/ml	
<i>Armature de couture</i>	Avj (cm ²)	6,78	6,28
	choix/nappe	3HA12	4HA10
<i>Vérification des Contraintes</i>	τ_u (MPa) =2.5	0,42	0,31
	τ_b (MPa) =5	0,58	0,44
	Nser(KN)	848,82	737,42
	σ_b (MPa) =15	3,27	2,14

Ferrailage des voiles (VT_4 ; VT_5)

	Zone	I	II
Caractéristique géométriques	L(m)	3,05	3,05
	e(m)	0.2	0.2
	B(m²)	0,61	0,61
	I (m⁴)	0,47	0,47
	V' = V=L/2	1,52	1,52
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m²)	1998,03	1025,51
	σ_{\min}(KN/m²)	-6879,83	-5893,10
	Vu (KN)	151,40	99,83
	Lc (m)	0,68	0,45
	Lt (m)	2,37	2,6
	nat section	SPC	SPC
	d (m)	1,18	1,3
	σ_1(KN/m²)	3454,42	2946,55
	N₁(KN)	1219,44	1149,15
	N₂ (KN)	407,62	383,05
Armatures verticales	Av1 (cm²)	35,04	33,02
	Av2 (cm²)	11,71	1,1
Armatures minimales	Amin (cm²)	11,85	13
	Avadopt	21,54	13,56
	choix/nappe	7HA14	6HA12
	stv (cm)	15	15
Armatures horizontales	A_H (cm²)	7,86	5,02
	Choix / nappe /ml	5HA10	5HA8
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml	
Armature de couture	Avj (cm²)	13,57	6,28
	choix/nappe	6HA12	4HA10
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0,27	0,18
	τ_b(MPa) =5	0,38	0,25
	Nser(KN)	744,03	584,33
	σ_b(MPa) =15	0,0015	0,26

Chapitre VIII :Ferrailage des voiles

Ferrailage des voiles (VL_3 ; VL_5 ; VL_7 ; VL_8) :

	Zone	I	II
Caractéristique géométriques	L(m)	2,10	2,10
	e(m)	0.2	0.2
	B(m²)	0,42	0,42
	I (m⁴)	0,15	0,15
	V' = V=L/2	1,05	1,05
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m²)	2557,84	2301,41
	σ_{\min} (KN/m²)	-5884,84	-5276,97
	Vu (KN)	338,64	122,41
	Lc (m)	0,63	0,61
	Lt (m)	1,47	1,49
	nat section	SPC	SPC
	d (m)	0,73	0,74
	σ_1 (KN/m²)	2962,45	2656,19
	N₁ (KN)	645,85	587,05
	N₂ (KN)	216,26	196,55
Armatures verticales	Av1 (cm²)	18,55	16,86
	Av2 (cm²)	6,20	5,64
Armatures minimales	Amin (cm²)	7,35	7,45
	A adopté (cm²)	24,62	18,10
	choix/nappe	8HA14	8HA12
	stv (cm)	10	10
Armatures horizontales	A_H (cm²)	6,28	4,52
	choix/nappe	4HA10	5HA8
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml	
Armature de couture	Avj (cm²)	6,78	5,17
	Choix / nappe /ml	6HA12	6HA10
Vérification des Contraintes	τ_u (MPa) =2.5	0,89	0,32
	τ_b (MPa) =5	1,25	0,45
	Nser (KN)	613,22	407,24
	σ_b (MPa) =15	1,85	0,91

Ferrailage des voiles (VL_4 , VL_6) :

	Zone	I	II
<i>Caractéristique géométriques</i>	L(m)	1,20	1,20
	e(m)	0.2	0.2
	B(m²)	0,24	0,24
	I (m⁴)	0,028	0,028
	V' = V=L/2	0,6	0,6
<i>Sollicitation de calcul</i>	σ_{\max} (KN/m²)	1470,34	441,10
	σ_{\min} (KN/m²)	-6192,51	-3015,23
	Vu (KN)	90,43	183,38
	Lc (m)	0,23	0,15
	Lt (m)	0,97	1,05
	nat section	SPC	SPC
	d (m)	0,48	0,52
	σ_1 (KN/m²)	3128,17	1521,9
	N₁ (KN)	447,39	235,93
	N₂ (KN)	150,15	79,13
<i>Armatures verticales</i>	Av1 (cm²)	12,85	6,77
	Av2 (cm²)	4,3	2,27
<i>Armatures minimales</i>	Amin (cm²)	4,85	5,25
	Avadopt	15,84	9,42
	choix/nappe	7HA12	6HA10
	stv (cm)	10	10
<i>Armatures horizontales</i>	A_H (cm²)	4,70	3,02
	Choix / nappe /ml	3HA10	3HA8
<i>Armatures transversales</i>	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml	
<i>Armature de couture</i>	Avj (cm²)	6,78	7,86
	choix/nappe	3HA12	5HA10
<i>Vérification des Contraintes</i>	τ_u (MPa) =2.5	0,42	0,84
	τ_b (MPa) =5	0,58	1,17
	Nser(KN)	612,99	407,63
	σ_b (MPa) =15	2.81	0,19

Ferrailage des voiles (Vt3)

	Zone	I	II
Caractéristique géométriques	L(m)	1,35	1,35
	e(m)	0.2	0.2
	B(m²)	0,27	0,27
	I (m⁴)	0,041	0,041
	V' = V=L/2	0,67	0,67
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m²)	1342,39	641,12
	σ_{\min}(KN/m²)	-5092,75	-3031,87
	Vu (KN)	194,00	248,62
	Lc (m)	0,28	0,23
	Lt (m)	1,07	1,12
	nat section	SPC	SPC
	d (m)	0,53	0,56
	σ_1(KN/m²)	2570,2	1515,9
	N₁(KN)	406,13	254,67
	N₂ (KN)	136,2	84,89
Armatures verticales	A1 (cm²)	11,67	7,32
	A2 (cm²)	3,9	2,43
Armatures minimales	Amin (cm²)	5,35	5,6
	Avadopt	16 ,09	9,05
	Choix par nappe	4HA16	4HA12
	stv (cm)	25	25
Armatures horizontales	A_H (cm²)	9,42	6,04
	Choix / nappe /ml	6HA10	6HA8
Armature de couture	Avj (cm²)	5,65	5,65
	Choix / nappe /ml	5HA12	5HA12
Armatures transversales	A_t (cm²)	4 épingles en HA8/ml	
Vérification des Contraintes	τ_u(MPa) =2.5	0,79	1,02
	τ_b(MPa) =5	1,11	1,43
	Nser(KN)	678,8	451,33
	σ_b(MPa) =15	2,85	1,89

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

IX.1 : Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- ***Fondations superficielles*** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- ***Fondations profondes*** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.4 : Dimensionnement :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	191.56	1.00	1.00	1.00
VL2	189.40	1.00	1.00	1.00
VL3	607.56	2.10	1.00	2.10
VL4	546.73	1.20	2.30	2.75
VL5	623.75	2.10	2.50	3.15
VL6	578.69	1.20	2.40	2.90
VL7	540.40	2.10	1.30	2.75
VL8	543.25	2.10	1.30	2.75
VL9	365.39	1.00	1.80	1.80
VL10	372.34	1.00	1.85	1.85
				22.10

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	999.62	1.50	1.20	5.10
VT2	1000.61	1.50	1.20	5.10
VT3	648.09	2.00	2.40	3.25
VT4	951.82	1.40	1.55	4.75
VT5	951.77	2.00	1.55	4.75
				22.95

$$S_v = \sum S_i = 45.05m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité $N_{smax}=673.96KN$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	Pi=Gi+Qi (KN)	Mi (KN.m)	ei(m)	Pi x ei (KN.m)
1	531.78	-7.144	5.925	3799.03
2	590.94	-24.75	1.175	694.35
3	534.33	22.87	-2.375	-1269.03
4	673.96	17.03	-5.925	-3993.21
Somme	2331.01	8.00	/	-768.86

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = -0.32m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.32m < \frac{L}{6} = \frac{11.85}{6} = 1.97m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2331.01}{11.85} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.32)}{11.85}\right) = 228.58 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2331.01}{11.85} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.32)}{11.85}\right) = 164.84 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2331.01}{11.85} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.32)}{11.85}\right) = 180.77 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{180.77}{200} = 1.00 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.50 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1.5 \times 11.85 = 17.77 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 17.77 \times 6 + 45.05 = 151.67 \text{ m}^2$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 216.26 \text{ m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 151.67 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{151.67}{216.26} = 0.70 = 70 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{\text{bat}}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

IX.5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{435}{8} \leq h \leq \frac{435}{5} \Rightarrow 54.38 \leq h \leq 87 \text{ cm}$$

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.30}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.86 \text{ m} \quad \text{on prend } h = 100 \text{ cm}$$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$- h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$- h_d \geq \frac{435}{20} = 21.75 \text{ cm}$$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 100 \text{ cm}$ Hauteur total du radier

$h_n = 70 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

2. Calcul des charges nécessaires au radier :

• Combinaison d'actions :

✓ A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 37583,97 \text{ KN}$

✓ A l'ELS : $N_s = G + Q = 27089,1 \text{ KN}$

4. Détermination de la surface du radier : La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ A l'ELU : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{37583,97}{2 \times 200} = 93,95 \text{ m}^2$

✓ A l'ELS : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{27089,1}{200} = 135,44 \text{ m}^2$

D'où : $S_{bat} = 216,26 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(96,45; 140,44) \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 216,26 + (18,25 + 11,85) \times 2 \times 0,6 = 252,38 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 252,38 \text{ m}^2$.

5. Détermination des efforts à la base du radier :

A. Poids du radier :

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle : $25 \times 252,38 \times 0,3 = 1892,85 \text{ KN}$.

Poids de remblais : $16 \times 0,48 \times (252,38 - 0,45 \times 11,85 \times 6) = 1692,55 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0,12 \times (252,38 - 0,45 \times 11,85 \times 6) = 661,15 \text{ KN}$.

Poids de la nervure : $25 \times 0,45 \times 0,7 \times 11,85 \times 6 = 559,91 \text{ KN}$.

Poids de débord : $25 \times 0,3 \times 36,12 = 282,15 \text{ KN}$.

$$G_{rad} = 1892,85 + 1692,55 + 661,15 + 559,91 + 282,15 = 5088,61 \text{ KN}.$$

- **ELU:** $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{\text{rad}} = 44453,6 \text{ KN}$
- **ELS:** $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 32177,71 \text{ KN}$

6. Les vérifications :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{44453,6 \times 1}{252,38} \times \frac{4,75}{2} = 418,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{418,33}{1 \times 0,27} = 1549,36 \text{ KN/m}^2 = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,12 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,92 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 2530,67 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 6002,41 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

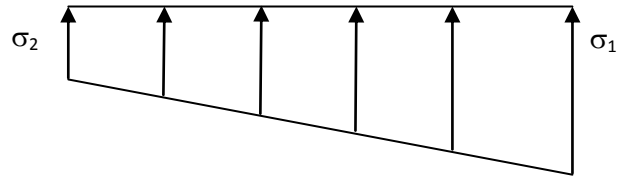


Fig. 10.2 Diagramme des contraintes

$$\checkmark \text{ A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 50657 + 2071,9 \times 1 = 52728,9 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } M_X = 52728,9 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44453,6}{252,38} + \frac{52728,9}{6002,41} \times 9,12 = 256,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44453,6}{252,38} - \frac{52728,9}{6002,41} \times 9,12 = 96,02 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 256,26 + 96,02}{4} = 215,2 \text{ KN/m}^2 ; 2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **A l'ELS : $M_x = 52728,9 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{32177,71}{252,38} + \frac{52728,9}{6002,41} \times 9,12 = 207.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{32177,71}{252,38} - \frac{52728,9}{6002,41} \times 9,12 = 47.38 \text{ KN/m}^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3 \times 207.61 + 47.38}{4} = 167.55 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Sens transversal :**

$$M_y = 47312 + 2325 \cdot 7 \times 1 = 46637, 7 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELU : $M_y = 45637,7 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44453,6}{252,38} + \frac{45637,7}{2530,67} \times 5,92 = 282.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44453,6}{252,38} - \frac{45637,7}{2530,67} \times 5,92 = 69.38 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 282.9 + 69.38}{4} = 229.52 \text{ KN/m}^2$$
 ; $2 \cdot \sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **A l'ELS : $M_y = 45637,7 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{32177,71}{252,38} + \frac{45637,7}{2530,67} \times 5,92 = 252.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{32177,71}{252,38} - \frac{45637,7}{2530,67} \times 5,92 = 20.73 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 252.29 + 20.73}{4} = 194.40 \text{ KN/m}^2$$
 ; $\sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3. Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

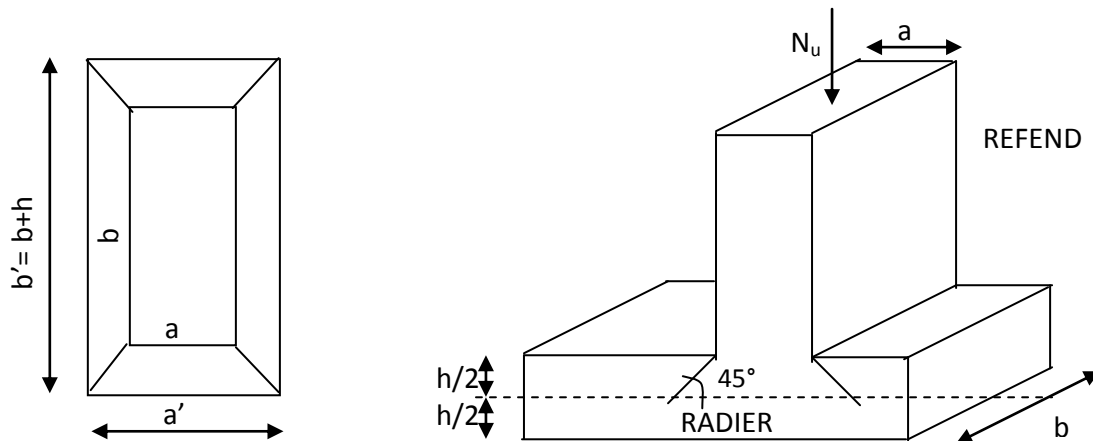


Fig. 10.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ Calcul du périmètre utile μ_{cx}

• Poteau (le poteau le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.40 + 0.40 + 2 \times 0.7) = 4,4 \text{ m}$$

$$N_u = 1394.79 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 4,4 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 2310 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Voile (le voile le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 2.10 + 2 \times 0.7) = 7.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1037.85 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 0.7 \times 7.4 \times 25000}{1.5} = 3885 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.00m$)

$$P = 11319.209KN \geq 1.5 \times 252,38 \times 10 \times 1 = 3785.70KN$$

⟹ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX.6 : Ferrailage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a) 1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} Cas :

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 229.52 - 1.35 \times \frac{5088,61}{252,38} = 207.35 \text{ KN} / m^2$$

✓ A'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 194,40 - \frac{5088,61}{252,38} = 165,83 \text{ KN/m}^2$$

IX.6.1. Calcul à l'ELU :

- **Identification des panneaux et calcul des moments :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Tableau IX.4 : Identification des panneaux

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	obs
1	3,80	4,75	0,80	0,0565	0,595	169,16	100,65	2Sens

Remarque :

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0,75 M_{0x}$ ou $0,75 M_{0y}$

Moment sur appuis : $0,5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : $0,85 M_{0x}$ ou $0,85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive : $0,3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 169,16.m \\ M_{0y} = 100,65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Dans notre cas on a des semi encastrement

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0X} = 84,58 \text{ KN.m}$ appuis intermédiaire

$M_{app} = 0.3 M_{0X} = 50,74 \text{ KN.m}$ appuis de rive

$M_t = 0.85 M_{0X} = 143,78 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 50,32 \text{ KN.m}$ appuis intermédiaire

$M_{app} = 0.3 M_{0Y} = 30,19 \text{ KN.m}$ appuis de rive

$M_t = 0.85 M_{0Y} = 85,55 \text{ KN.m}$

- **Etape de calcul :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.5 : Ferrailage du panneau

sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	S_t
x-x	Travée	143,78	0.149	SSA	0.919	17,26	6HA20	18,85	17
	Appui	84,58	0.088	SSA	0.964	9,69	6HA16	12,06	17
y-y	Travée	85,55	0.089	SSA	0.953	9,92	6HA16	12,06	17
	Appui	50,39	0.052	SSA	0.973	5,72	6HA14	9,24	17

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

– Armatures parallèle au petit coté :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.8}{2} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

– Armatures parallèle au grand côté :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Espacement des armatures :

$$S_t^{max} = 17\text{cm} < \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u.l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{207,35 \times 10^3 \times 4,75}{2 \times 1000 \times 27} = 1.82 \text{ MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IX.6.2. Vérification à l'E.L.S :

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Tableau IX.6 : Calcul des moments M_x et M_y à l'ELS

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	q_s	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
3.80	4.75	0.80	165.83	0.0632	0.710	151,33	107,44

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0x} = 75,66\text{KN.m}$ appui intermédiaire.

$M_{app} = 0.3 M_{0x} = 45,39\text{KN.m}$ appui de rive.

$M_t = 0.85 M_{0x} = 128,63\text{KN.m}$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0y} = 53,72\text{KN.m}$ appui intermédiaire.

$M_{app} = 0.3 M_{0y} = 32,23\text{KN.m}$ appui de rive.

$M_t = 0.85 M_{0y} = 91,33\text{KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

❖ **Sens X-X :**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{84,58}{75,66} = 1.11 \text{ et } \mu = 0.088 \rightarrow \alpha = 0.115$$

$$\alpha = 0.115 < \frac{1.11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{143,78}{128,63} = 1.11 \text{ et } \mu = 0.149 \rightarrow \alpha = 0.201$$

$$\alpha = 0.201 < \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Sens Y-Y:**

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{50,39}{53,72} = 0,93 \text{ et } \mu = 0.052 \rightarrow \alpha = 0.066$$

$$\alpha = 0.066 < \frac{0,93-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.21 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{85,55}{91,33} = 0,93 \text{ et } \mu = 0.089 \rightarrow \alpha = 0.118$$

$$\alpha = 0.118 < \frac{0,93-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.21 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

IX.7 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

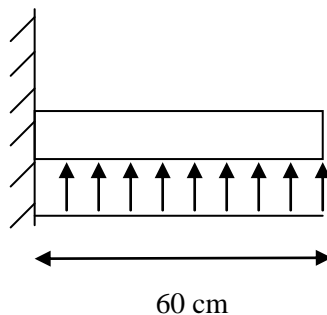


Fig .10.4: Schéma statique d'un débord

1. Sollicitation de calcul :

✓ **A l'ELU :**

$$P_u = 207,35 \text{ KN/ml} \qquad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-207,35 \times 0.6^2}{2} = -37.32 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$P_s = 165.83 \text{ KN/ml} \qquad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-165,83 \times 0.6^2}{2} = -29,84 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$b = 100\text{cm}$; $d = 27\text{cm}$; $f_{bc} = 14.2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 400\text{MPa}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de ferrailage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7 : Ferrailage à l'ELU.

	M (KN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	Choix	A_{adop} (cm²)	St (cm)
ELU	37.32	0.036	0.982	4,04	3.26	4HA14	6.16	25

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53\text{cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 25 (cm)

3. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{37.32}{28,94} = 1.28 \quad \alpha = 0.0459 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.8 : Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- **Charge trapézoïdale :**

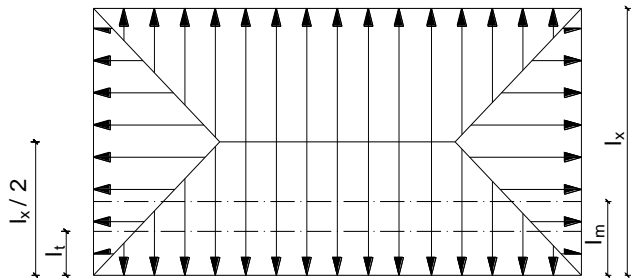
$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$



1. Charges à considérer :

➤ Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 207,35 \times 1,58 = 327,61 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 165,83 \times 1,58 = 262,01 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 207,35 \times 1,41 = 292,36 \text{ KN / ml.}$$

➤ Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 207,35 \times 1,26 = 262,38 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 165,83 \times 1,26 = 209,94 \text{ KN / ml.}$$

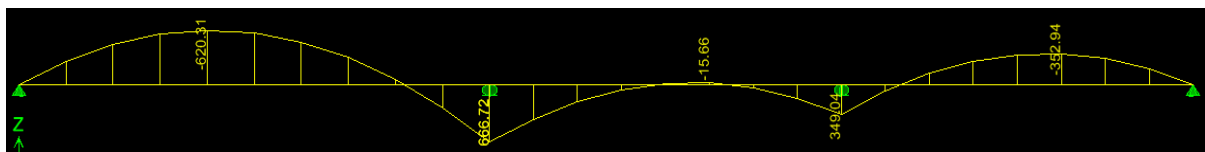
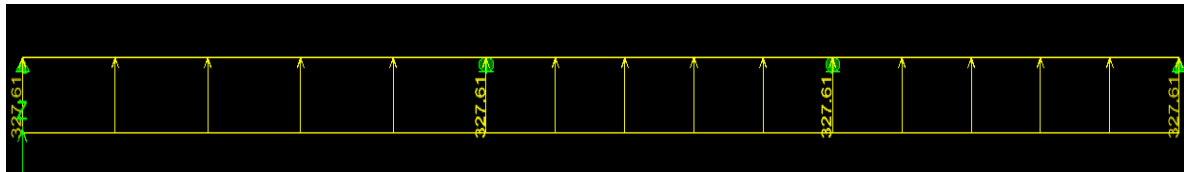
$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 207,35 \times 0,95 = 195,98 \text{ KN / ml.}$$

2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

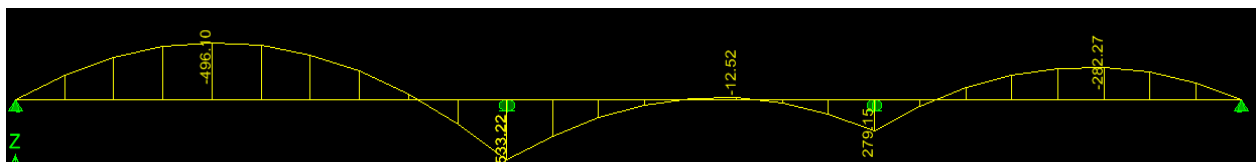
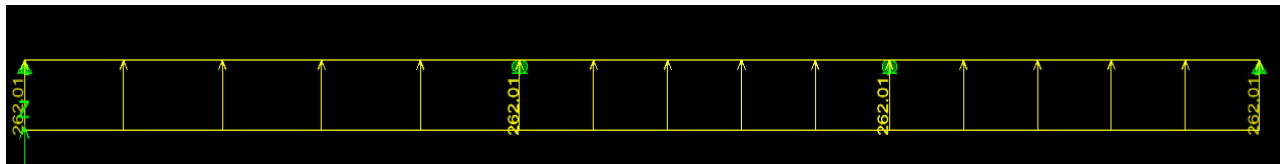
➤ Sens transversal :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS 9.7

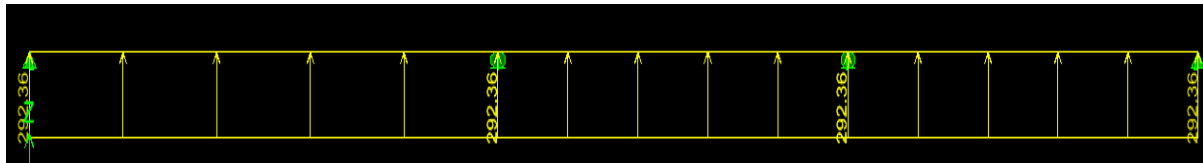
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU):



B. Diagramme des moments fléchissant (ELS):

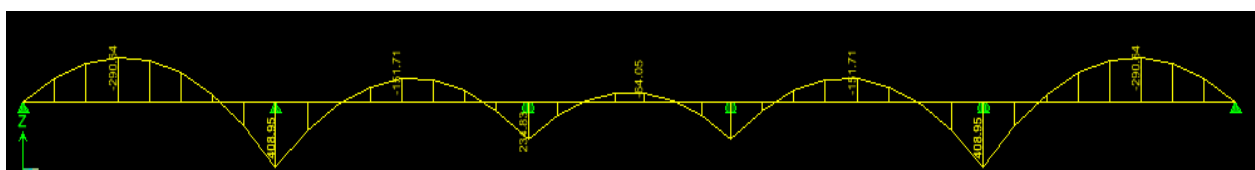
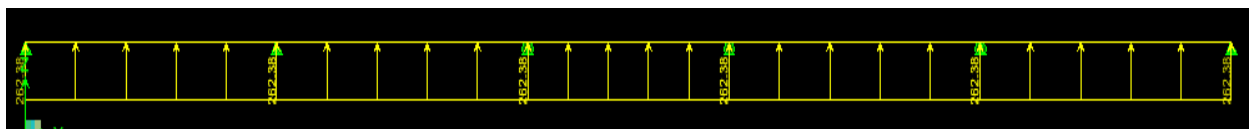


C. Diagramme des efforts tranchants (ELU):

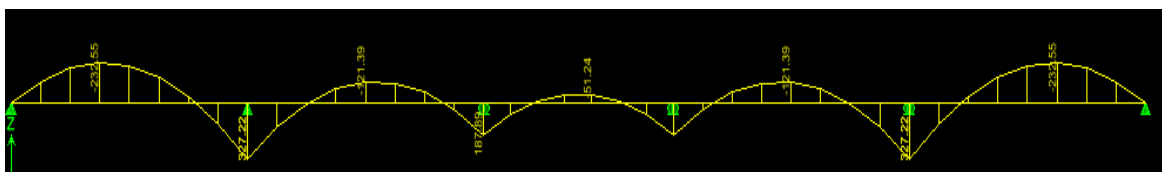
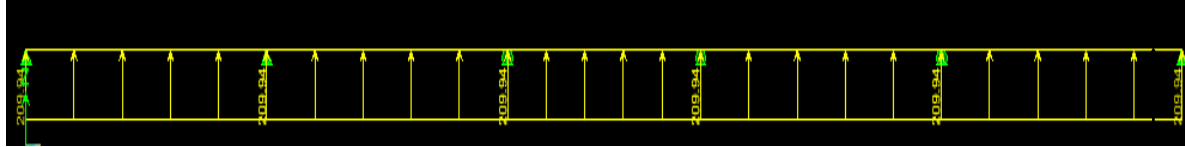


➤ Sens longitudinal :

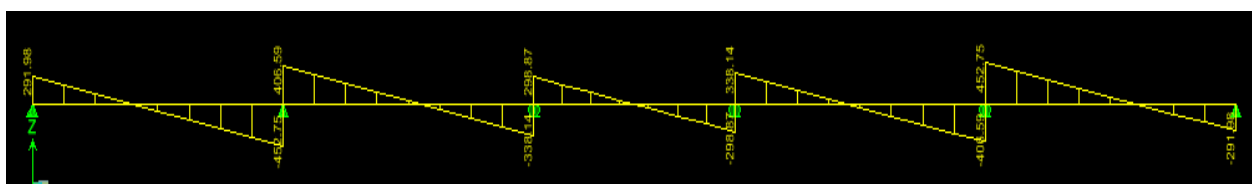
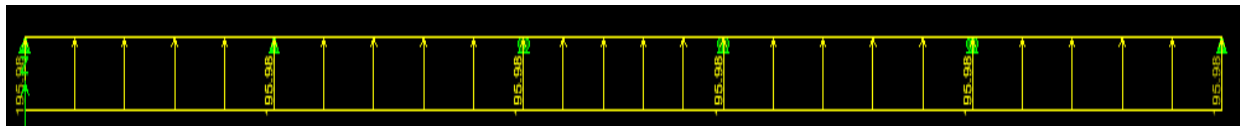
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU):



B. Diagramme des moments fléchissant (ELS):



C. Diagramme des efforts tranchants (ELU):



3. Sollicitations maximales :

A. Sens transversal :

$$M_{tu\max} = 620,31 \text{ kN.m.}$$

$$M_{au\max} = 666,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{ts\max} = 496,1 \text{ kN.m.}$$

$$M_{as\max} = 533,22 \text{ kN.m.}$$

$$T_{u \max} = 619,62 \text{ KN}.$$

B. Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 290,64 \text{ KN.m}.$$

$$M_{au \max} = 408,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 232,55 \text{ KN.m}.$$

$$M_{as \max} = 327,22 \text{ KN.m}.$$

$$T_{u \max} = 452,75 \text{ KN}.$$

4. Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 45 \text{ cm}; \quad d = 67 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau IX.8 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

			M (KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
ELU	Longitudinal	Appui	408,96	0,08	0,958	14,08	4HA16+4HA14	14,20
		Travée	290,64	0.06	0.969	13,17	4HA16+4HA14	14.20
	Transversal	Appui	666,72	0.132	0.929	23,70	4HA20+4HA20	25,13
		Travée	620,31	0,128	0.931	22,00	4HA20+4HA20	25,13

5. Vérifications à l'ELU :

Condition de fragilité :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.72 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 619,62 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{619,62 \times 10^3}{450 \times 670} = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=10\text{mm}$

➤ *Espacement des armatures :*

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{17.5; 24\} = 17.5 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

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

➤ *La quantité d'armatures transversales:*

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.35 \text{ cm}^2$

- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.03 \text{ cm}^2$

❖ *Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :*

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3.00 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

7. Vérification à l'ELS :

➤ *Vérification de la contrainte dans le béton :*

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens longitudinal:**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{290,64}{232,55} = 1.25$$

$$\alpha = 0.13 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.38 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{408,95}{327,22} = 1.25$$

$$\alpha = 0.19 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.38 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{620,31}{496,1} = 1,24$$

$$\alpha = 0.11 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.37 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{666,72}{533,22} = 1.24$$

$$\alpha = 0.22 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.37 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste. Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir: « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques. Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous. Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence . En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

- ✚ Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✚ Calcul des ouvrages en béton armée (Mr. BELAZOUGUI).
- ✚ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Département de Génie civil U.M.M.T.O).
- ✚ Cours et TD du cursus universitaire.