

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



**En vue de l'obtention du diplôme MASTER d'Etat en génie civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.**

*Etude d'un bâtiment en R+12 à usage d'habitation
et commercial contreventé par voiles et portique
avec l'application ETABS*

Thème



Etudié par :

M^r TAZEROUT Mehdi
M^r ASKRI Farid

Dirigé par:

M^r. ADJRAD.A

Promotion:2014/2015

I.1) Introduction :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée et douze étages qui sera implanter à Tamda wilaya de Tizi-Ouzou classé selon RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2) Présentation de l'ouvrage :

I.2.1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale :43,95 m
- La hauteur du RDC :4,08m
- La hauteur d'étage courant : 3,06m
- La longueur du bloc :22,40m
- La largeur du bloc :20.40m

I.2.2) Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature** : L'ossature est composée de :
 - Portiques (poteaux-poutres).
 - Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.
- **Plancher** : Les planchers peuvent être des planchers à corps creux en dalles pleines limitant les étages et supportant les revêtements. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, ils supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2-Fonction d'isolation :

- Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- plancher terrasse comportera un système d'étanchéité et un béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Maçonnerie** :

Les murs de façades seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10cm séparée par une lame d'air de 5cm, et les murs de séparations intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques de 10cm d'épaisseur.

- **Les revêtements** :

Réalisés en mortiers de ciments pour les murs de façades et des salles d'eau, en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds, et carrelage (scelle en granito) pour les planchers et les escaliers.

- **Les escaliers :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton à deux volés adjacents coulé sur place.

I.3) Etude du sol : Terrain parfaitement stable constitué de trois formations géologiques :

1. Des dépôts de limon désignés sous le terme de terre végétale.
2. Une couche argileuse de texture schisteuse présentant des tranches légèrement altérées.
3. Une couche de marnes grises très résistantes.

En conclusion on optera soit, pour des semelles filantes sur du gros béton ou un radier, dans les deux cas avec une contrainte de calcul de **2 bars**

I.4) Principe de justification:

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites, en applique de l'article (A.1.2 BAEL91), un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) et strictement satisfaite et cessera de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

- Les différents états limites :

a) Etats limites ultimes (ELU) : Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la limites :

- de l'équilibre statique de la construction (renversement)
- de la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- de la stabilité de forme (flambement)

b) Etat limite de service (ELS) : Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- . Ouvertures excessives des fissures.
- . Compression excessives du béton.
- . Déformations excessives des éléments porteurs.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1) Béton :

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par un laboratoire spécialisé, en utilisant les différents matériaux : sable, graviers, ciment et l'eau.

Le ciment utilisé est de classe 325 (CPA325) dosé à 350 kg/m^3 de béton. Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 révisé 99 et le RPA 99 révisé 2003, Le dosage courant par 1m^3 sera comme suit :

-**Granulat** :(sable 0/5, graviers 5/25)

Sable 400L

Gravions 800L

-**Ciment** 350kg/m^3 (CPA325) ciment portland artificiel

-**Eau de gâchage** 175L

a) *La résistance caractéristique du béton à la compression :*

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, le temps de durcissement, notée f_{c28} .

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25[\text{MPa}]$ selon [Art A.2.111 /BAEL91]

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} [\text{MPa}] \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} [\text{MPa}] \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

b) *La résistance caractéristique du béton à la traction:*

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression, celle est définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} [\text{MPa}] \quad \text{si: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. [Art A.2.1,12/BAEL 91]}$$

Dans notre cas :

$$\text{à } t = 28 \text{ jours} \quad f_{c28}=25 \text{ MPa} \quad f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

c) *La contrainte limite de service à la compression :*

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

d) *La contrainte limite ultime à la compression :*

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad [\text{Art A.4.3,41/BAEL 91}]$$

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta=1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

1- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

2- $\gamma_b = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Donc : a 28 jours on a $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$ (situation courante)

e) Diagrammes contraintes-déformation du béton : [Art A.4.3,41/BAEL91]

a- A l'ELU

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.1.

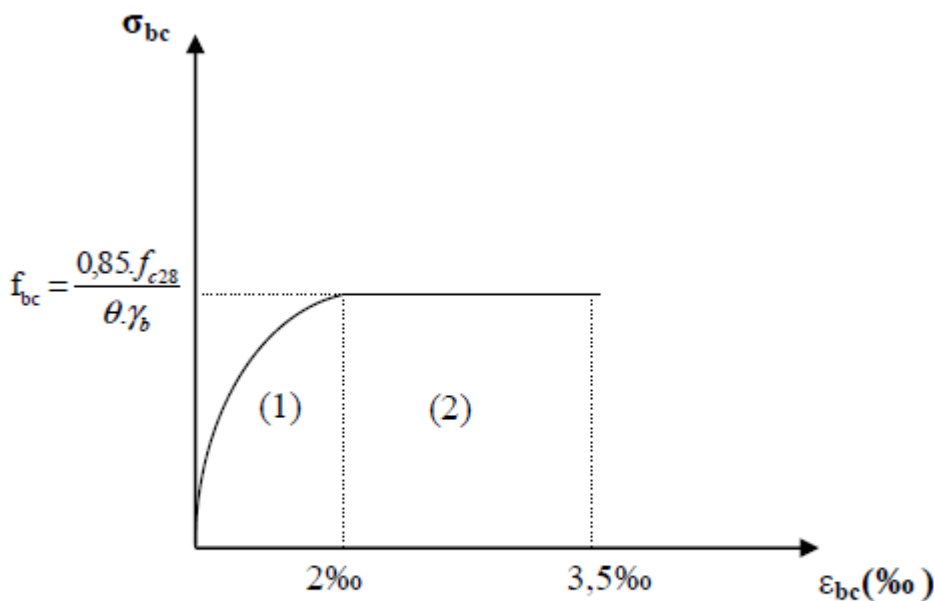


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

(σ_{bc}) : Déformation du béton en compression

b-A l'ELS

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.2.

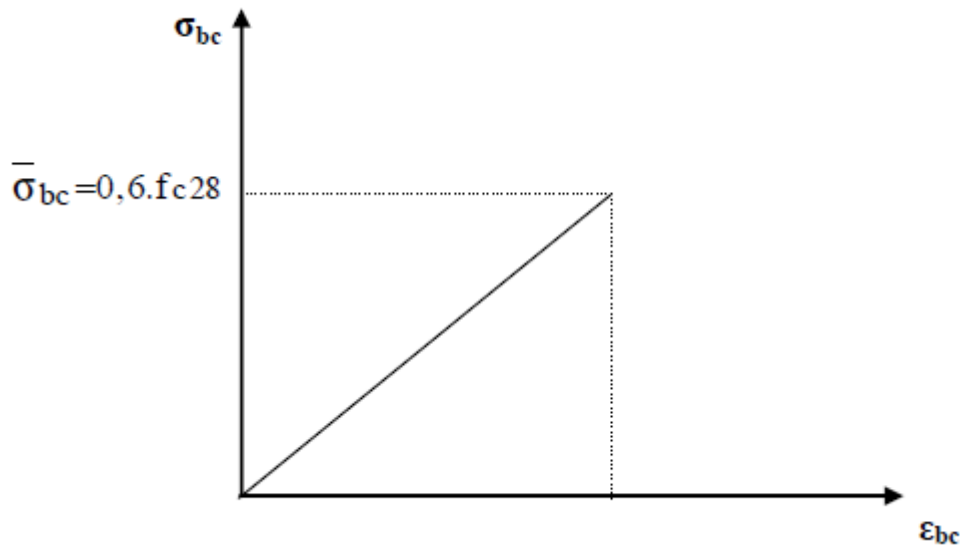


Fig.1.2 Diagramme contrainte-déformation du béton(ELS).

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure avec : ε_{bc} raccourcissement du béton.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

f) *Déformations longitudinales du béton :*

➤ **Module de déformation longitudinale :** il existe deux modules de déformation longitudinale :

1 • Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ Mpa pour : $f_{cj} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2$ Mpa.

2 • Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton a long terme.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la

Compression du béton : (Art 2.1.22 BAEL 91)

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} \leq 60\text{MPa}$ (Art -2.1, 2 BAEL 91) .

$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} > 60\text{MPa}$, sans fumée de silice (Annexe F) .

$E_{vj} = 6100 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60\text{MPa}$, avec fumée de silice (Annexe F).

Pour notre cas :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$

$E_{v28} = 10818,86563 = 10819 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation transversale :**

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

- E : module de Young
- ν : coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

il est pris égal à : $\nu=0$ à l'ELU pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (a l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

g) Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié99]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

V_u = Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 = Largeur de la section cisailée.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}]\right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right).$$

I-5-2) Aciers :**I-5-2-1) Généralités :**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- **Les rends lisse** FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 et 235 [MPa] respectivement.

- **Les aciers à haute adhérence** FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].

- **Treillis soudé** de type TS520.

a) *Module d'élasticité longitudinale de l'acier :*

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]}$$

b) *Les contraintes limite :*

✓ **A l'ELU : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ situation durable.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

✓ **A l'ELS: [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

1. Fissuration peu nuisible : [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]

Il n'y a aucune vérification à faire en de hors de la vérification à l'ELU.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

2. Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\right)$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers doux (ronds lisses).

$\eta = 1,6$ pour les aciers haute adhérences.

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours

3. Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \zeta$$

I-5-2-2)- Protection des armatures :

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

- **C ≥ 5 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 ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I-5-2-3) Diagrammes des contraintes -déformation l'acier

:[ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

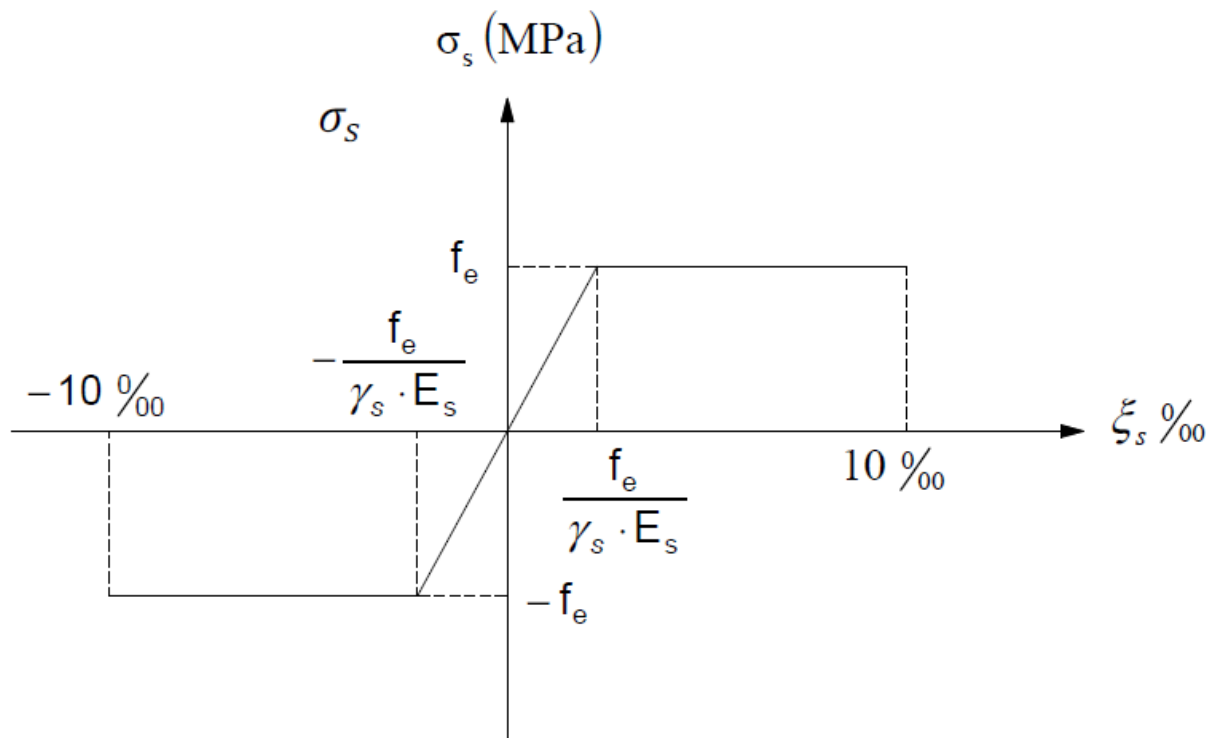


FIG.1.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier

INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **L'RPA99V2003** et **BAEL91/99**. Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement

II.1. Les planchers :

II.1.1. Plancher à corps creux :

Il est constitué d'un corps creux, une dalle de compression en béton armé coulé sur place reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée son épaisseur est déterminé par la norme suivante : (BAEL91 modifié 99 / art B.6.8.424). (fig. 2.1)

$H_t \geq L/22.5$(1) tel que:

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $l_{max} = 4.00$

Donc $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$h_t = 375 / 22.5 = 16.66 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm corps creux.

4 cm la dalle de compression.

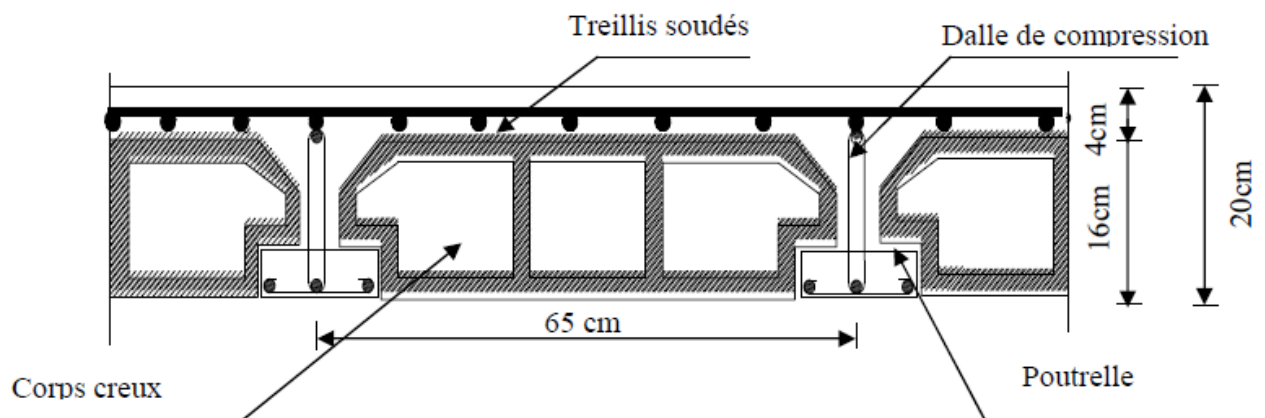


Fig.II-1 : coupe d'un plancher en corps creux

II.2. Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$
- Avec : **Lmax** : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.
- Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \text{ Leur rôle est de transmettre les charges des planchers aux éléments}$$

verticaux, on distingue deux types :

→ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

→ Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a) Poutres principales : $L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

La hauteur : $425/15 \leq ht \leq 425/10$

$$28.33 \leq ht \leq 42.5 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{ht = 40 \text{ cm.}}$$

La largeur : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Pour plus de sécurité, on prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) ;

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

- $h_t / b = 35 / 25 = 1.33 \leq 4 \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(b x ht) = (30 * 40) cm².**

b) Poutres secondaires : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$25 \leq h_t \leq 37.5$  **ht = 35cm.**

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$14 \leq b \leq 24.5$  **b = 30 cm.**

Pour plus de sécurité, on prend $b = 30 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre secondaire est **(b x ht) = (30 * 35) cm**

Vérification des exigences :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

- $h_t / b = 1.16 \leq 4 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

Conclusion : les dimensions retenues sont :

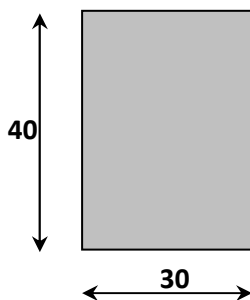


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

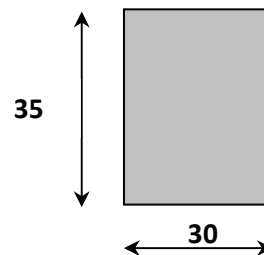


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

II.3. Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.

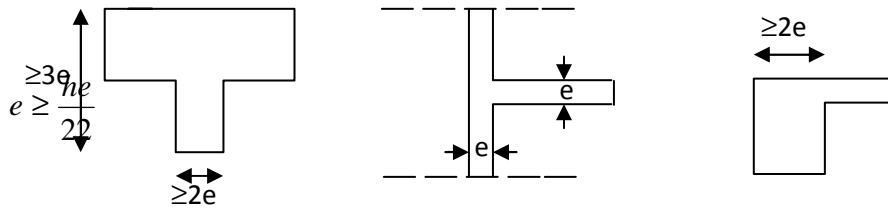
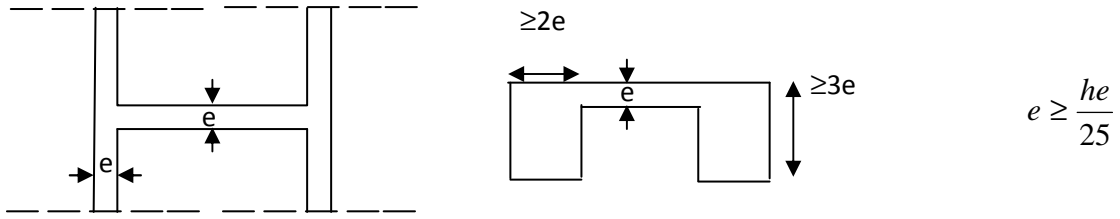
-Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte

D'après le RPA99 /2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure (II.4) :



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

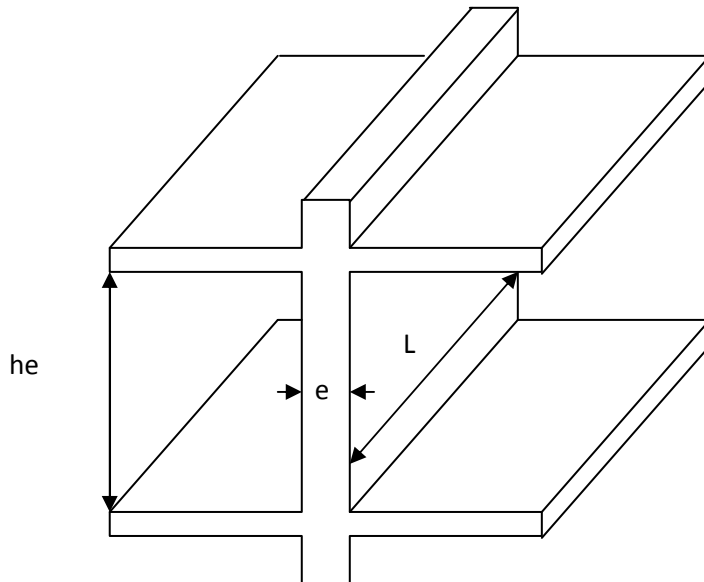
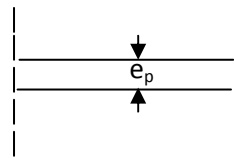


Fig.II .4.Coupe de voile en élévation

$$e \geq (h_e / 20)$$

➤ $h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88$ (la hauteur du RDC)

$$e \geq (19,4)$$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 20$ cm

➤ **Pour l'étage courant : ($h_e = 3.06$ m)**

$$e \geq (14,3)$$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 15$ cm

Conclusion :

$$e \geq (20,15) \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 20$ cm sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4 e = 80 \text{ cm.}$$

II.4. calcul des charges :

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément Porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**: Charges permanent

Q: Surcharges d'exploitation.

II.4.1 Charges permanentes :

❖ *Plancher terrasse inaccessible :*

Éléments constituant	Poids volumique kn/m ³	Épaisseur (cm)	Charge Surfaccique kn/m ²
1) Couche de gravier roulé	17	5	0.85
2) Étanchéité multicouche	6	2	0.12
3) Béton en forme de pente	22	7	1.54
4) Isolant thermique	22	5	1.10
5) pare vapeur	10	5	0.1
6) Plancher en corps creux	14	20	2.8
7) Enduit en plâtre	10	2	0.20
Total	/	/	6.71

Charges permanentes : **G = 6.71KN/M₂**

Charges d'exploitation **Q= 1.00 KN/M₂**

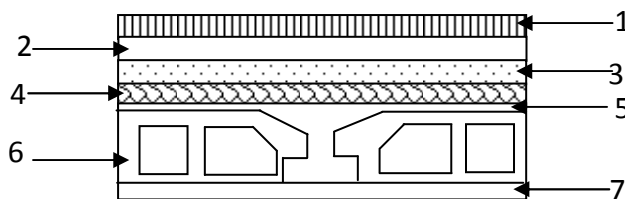


Fig. II.5 Coupe verticale d'un plancher terrasse

❖ *Plancher Étage Courant*

Éléments constituant	Poids volumique kn/m ³	Épaisseur (cm)	Charge Surfaccique kn/m ²
1) Revêtement en carrelage gravillons	20	2	0.40
2) Mortier de pose	20	3	0.6
3) Couche de sable	18	3	0.54
4) Plancher en corps creux	14	20	2.8
5) Enduit en plâtre	10	2	0.20
6) Cloison de séparation interne	9	10	0.9
Total	/	/	5.44

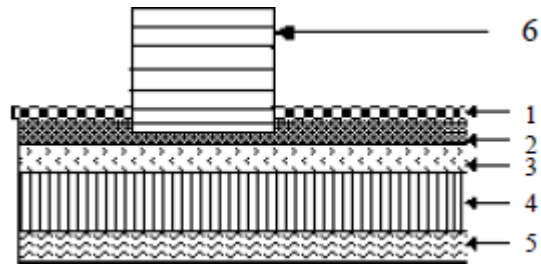


Fig. II.6 Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux-

❖ **Maçonnerie :**a) **Murs extérieurs :**

Éléments constituant	Poids volumique kn/m ³	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique kn/m ²
1) Brique creuse	9	20	1.8
2) Enduit plâtre	10	2	0.20
3) Enduit ciment	18	2	0.36
Total	/	/	2.36

b) **Murs intérieurs :**

Éléments constituant	Poids volumique kn/m ³	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique kn/m ²
1) Enduit plâtre	10	2	0.2
2) Brique creuse	9	10	0.9
3) Enduit plâtre	10	2	0.2
Total	/	/	1.30

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple avec un effort normal de compression :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s :: Effort repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} S : \text{section de poteau} \\ \sigma_{bc} : \text{contrainte limite de service de béton en compression.} \\ \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.} \end{cases}$$

Descente de charge : Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité est « **b2** »

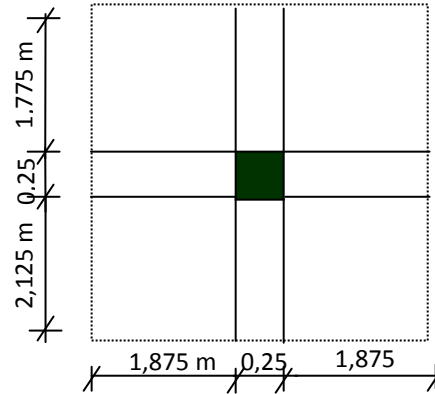


Fig. II.7: surface afférente revenant au poteau B2.

- a) **Surface d'influence** : C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité qui est dans notre cas le poteau B2.

Surface nette :

$$S_n = (1,875 + 1,875) \times (2,125 + 1,775) = 14,625 \text{ m}^2$$

Surface brute :

$$S_b = 4 \times 4,15 = 16,60 \text{ m}^2$$

✓ Poids propres des éléments :

➤ Poutres :

Poutre principale :

$$P_{pp} = [(0,30 \times 0,4) \times (2,125 + 1,775)] \times 25 = 11,7 \text{ kn}$$

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

Poutre secondaire :

$$P_{ps} = [(0,3 \times 0,35) \times (1,875 + 1,875)] \times 25 = 9,84 \text{ kn}$$

Le poids totale : $P_{pp} + P_{ps} = 11,7 + 9,84 = 21,54 \text{ kn}$

➤ Poids des planchers :

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt}=G*S=6.71*14.625=98.13\text{kn}$$

✓ Plancher d'étage courant :

$$P_{pc}=G*S=5.44*14.625=79.56\text{kn}$$

➤ Poids des planchers poteaux :**➤ RDC**

$$4.08*0.25*0.25*25=6.375\text{kn}$$

➤ Étage courant

$$3.06*0.25*0.25*25=4.781\text{kn}$$

II.6 Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire (DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation) qui recommande [d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante]. Ce qui est le cas pour notre bâtiment. On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 16.60 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots\dots\dots = Q_{12} = Q_{PC} = 24.90 \text{ KN}$$

$$Q_{rdc} = 16.60 * 5 = 83 \text{ KN}$$

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

$$\text{La terrasse : } Q_0 = 16.60 \text{ KN}$$

$$12^{\text{ème}} : Q_0 + Q_1 = 41.5 \text{ KN}$$

$$11^{\text{ème}} : Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 63.91 \text{ KN}$$

$$10^{\text{ème}} : Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 83.83 \text{ KN}$$

$$09^{\text{ème}} : Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 101.26 \text{ KN}$$

$$08^{\text{ème}} : Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 116.2 \text{ KN}$$

$$07^{\text{ème}} : Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 128.65 \text{ KN}$$

$$06^{\text{ème}} : Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 141.05 \text{ KN}$$

$$05^{\text{ème}} : Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 153.65 \text{ KN}$$

$$04^{\text{ème}} : Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 170.78 \text{ KN}$$

$$03^{\text{ème}} : Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 178.45 \text{ KN}$$

$$02^{\text{ème}} : Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 191.89 \text{ KN}$$

$$01^{\text{ème}} : Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 201.86 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } Q_0 + 0,61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 249.50 \text{ KN}$$

Dimensionnement des poteaux :

Niveaux	CHARGES PERMANENTES (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)	Section des poteaux (cm)	
	Poids plancher (Kn/m ²)	Poids poutre (Kn/m ²)	Poids poteau (Kn/m ²)	G(Kn/m ²)	G _c (Kn/m ²)	Q cumulée (Kn/m ²)	Q _c (Kn/m ²)	N=G _c +Q _c	section calculée	Section adoptée
12	98.13	21.54	4.781	124.45	124.45	16.60	16.60	135.07	90.05	40x40
11	79.56	21.54	4.781	105.901	230.35	24.90	41.50	259.87	173.25	40x40
10	79.56	21.54	4.781	105.901	336.25	24.90	66.40	483.67	322.45	40x40
09	79.56	21.54	4.781	105.901	442.174	24.90	91.30	517.47	344.99	40x40
08	79.56	21.54	4.781	105.901	547.075	24.90	116.20	634.27	422.85	45x45
07	79.56	21.54	4.781	105.901	652.976	24.90	141.10	732.07	488.05	45x45
06	79.56	21.54	4.781	105.901	757.877	24.90	166.00	883.88	589.25	45x45
05	79.56	21.54	4.781	105.901	862.778	24.90	190.90	1008.68	672.45	50x50
04	79.56	21.54	4.781	105.901	967.679	24.90	215.80	1133.48	755.65	50x50
03	79.56	21.54	4.781	105.901	1072.58	24.90	240.70	1258.28	838.85	50x50
02	79.56	21.54	4.781	105.901	1177.481	24.90	265.60	1383.08	922.05	55x55
01	79.56	21.54	4.781	105.901	1282.382	24.90	290.50	1507.88	1005.25	55x55
RDC	79.56	21.54	6.375	107.495	1389.87	83.00	373.50	1692.377	1128.25	55x55

Conclusion:

Niveau	RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} , 12 ^{ème}
Poteau	(55*55) cm ²	(50*50) cm ²	(45*45) cm ²	(40*40) cm ²

Selon l'article **(Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (b x h)} \geq h/20 \quad 1/4 < b/h < 4$$

Zone II

$$1/4 < b/h < 4$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
55x55	Min (b, h) ≥ 25	Min (55x55) = 55	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(4.08/20) = 20.4	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
50x50	Min (b, h) ≥ 25	Min (50x50) = 50	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (45x45) = 45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (40x40) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h _e /20)	(3.06/20) = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b ₁ / h ₁) = 1	Condition vérifiée

Vérification au flambement :

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

$$\lambda = L_f / i \leq 50 \text{ (BAEL 91 modifié 99).}$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

$b_v I$: Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

B : Section transversale du poteau ($B = hb$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Niveau	La section	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	(55*55)	18.00	Vérifiée
1et2eme	(55*55)	13.50	Vérifiée
3et4et5eme	(50*50)	14.84	Vérifiée
6,7et8 eme	(45*45)	16.50	Vérifiée
9,10,11et12eme	(40*40)	18.55	Vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 50, donc pas de risque de flambement.

III-1) Etude des planchers à corps creux

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III-1-1) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

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

Calcul des armatures

➤ Armatures \perp aux nervures :

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

Avec L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

Soit : $A_{\perp} = 5 T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$; $e = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures // aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / mL$$

Soit : $A_{//} = 4T4 = 0,52 \text{ cm}^2 / mL$; $e = 25 \text{ cm}$

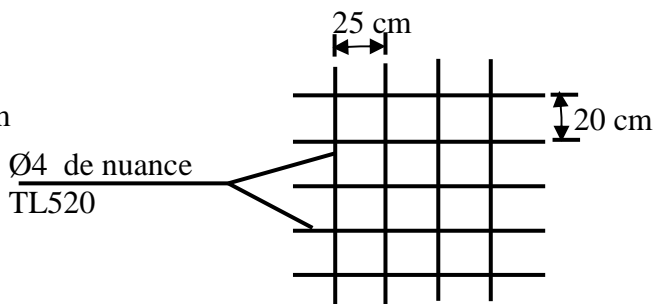


Fig.III-1-: ferrailage de la dalle de compression

III-1-2) Etude de la poutrelle

a- Dimensionnement de la poutrelle

$h = 16 + 4 \text{ cm}$, hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$, hauteur de la dalle de compression

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

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

L_0 : Distance entre deux poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 33 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

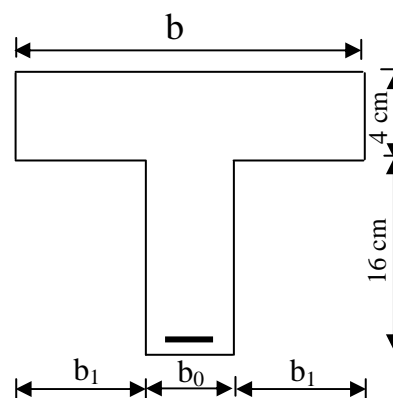


Fig.III-2-: Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles seront placées selon la petite portée, leur calcul est fait généralement en deux étapes :

Etape 1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle est soumise au chargement suivant :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/mL}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/mL}$
- $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/mL}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}$

❖ **Calcul à L'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- Combinaison de charges
 $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 0,65)$
 $q_u = 1,974 \text{ KN/mL}$

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 1,974 \times \frac{(4)^2}{8} = 3,948 \text{ KN.m}$$

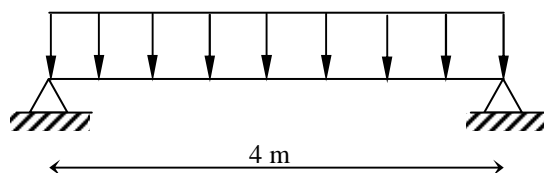


Fig-3-: Schéma statique

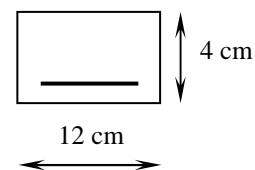
❖ **Ferraillage**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,948 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5,792$$

Avec : $c = 2 \text{ cm}$

d : La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$)

$\mu_b \gg \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée



Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais vu la faible section du béton il est impossible de les placer. Il faut donc prévoir un étayage pour soutenir les poutrelles lors de la pose des corps creux et de coulage du béton.

Etape 2: Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre

en Té qui repose sur plusieurs appuis et qui est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,4 \times 0,65 = 3,510 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- **combinaison d'actions :**
 - à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,066 \text{ KN/ml}$
 - à l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,385 \text{ KN/ml}$

III-1-3) Méthode de calcul des poutrelles

Elles sont calculées à la flexion simple et considérées comme des poutres continues de section en Te, soumises à des charges uniformément réparties.

Dans se qui suit, on s'intéressera à l'étude de poutrelle du plancher la plus défavorable .

Pour déterminer les moments en travées et en appuis ainsi que les efforts tranchants, on a trois méthodes :

- * méthode forfaitaire.
- * méthode de caout.
- * méthode de la RDM (trois moments).

La méthode forfaitaire est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées:

1. $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. L'inertie est constante dans toutes les travées de la poutre.
3. la fissuration non préjudiciable.
4. $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

Dans notre cas ; on a :

- * $Q = (1; 1,5 ; 5) \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ telque : $G = 5,40 \text{ KN/m}^2$ c'est vérifiée
- * L'inertie est constante tout au long de la poutre.....c'est vérifiée
- * La fissuration non préjudiciablec'est vérifiée
- * $0,8 < L_i / L_{i+1} = 4/ 4 = 1 < 1,25$ c'est vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

• Principe de calcul

Soit une poutre continue soumise à une charge q, chaque travée est calculée indépendamment.

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{5,24+1,50} = 0,220 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les moments en travée (M_t)

Ils sont calculés à partir des inégalités suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \text{Max} \{ (1 + 0.3\alpha) \times M_0 ; 1,05 \times M_0 \} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 / 2 \dots\dots\dots \text{si c'est une travée intermédiaire. (2)} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \times M_0 / 2 \dots\dots\dots \text{si c'est une travée de rive. (2)} \end{array} \right.$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée isostatique soumise aux mêmes charges.

M_w, M_e : Moments gauche et droit dans l'appui considéré.

M_t : Moment maximal (hyperstatique) dans la travée considérée.

Les moments sur appuis (M_a)

i. Sur les appuis de rive les moments sont nuls. Cependant on les ferraille avec une quantité d'acier équilibrant un moment égal à $0,15M_0$.

ii. Pour les appuis intermédiaires, les moments sont de l'ordre de $0,6M_0$ s'il s'agit d'une poutre à 2 travées. Avec M_0 égale au Max des deux moments isostatiques des travées qui encadrent l'appui.

iii. Pour une poutre à plus de deux travées :

- $0,5M_0$ pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).
- $0,4M_0$ pour les autres appuis.

Diagramme des moments

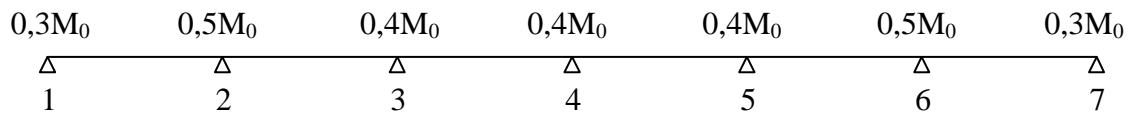


Fig.III-4: Diagramme des moments aux appuis

On aura après calcul : $\alpha = 0,220$

$$1 + 0,3\alpha = 1,066$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633$$

Calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,633M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,066M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,666M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

On prend : $M_t = 0,7 M_0$

- Travée intermédiaire

$$M_t + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,066M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,616M_0$$

$$M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,6M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,533M_0$$

On prend : $M_t = 0,65 M_0$

Calcul des moments isostatiques :

$$Q_u = 6,066 \text{ KN/ml l}$$

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7
Portée de la travée (m)	4,00	4,00	3,20	3,20	4,00	4,00
$M_0 = ql^2/8$ (KN.m)	12,132	12,132	7,764	7,764	12,132	12,132

Calcul des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7
M_w (KN.m)	3,64	6,07	4,85	3,11	4,85	6,07
M_e (KN.m)	6,07	4,85	3,11	4,85	6,07	3,64
T_w (KN)	-11,52	-12,44	-10,24	-9,16	-11,83	-12,74
T_e (KN)	12,74	11,82	9,17	10,25	12,43	11,52
M_t (KN.m)	8,49	7,88	5,05	5,05	7,88	8,49

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

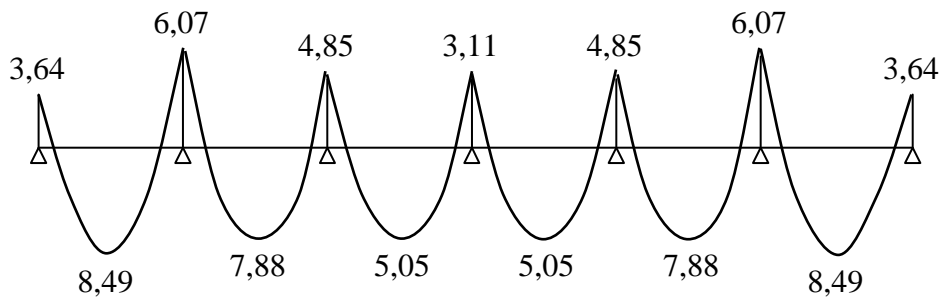


Fig-5- diagramme des moments

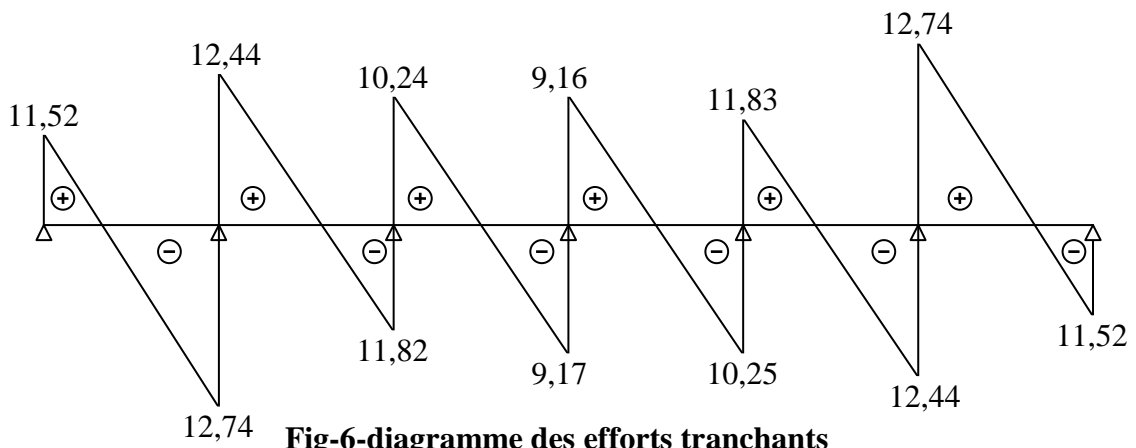


Fig-6-diagramme des efforts tranchants

calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8,49 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,07 \text{ KN.m}$$

1 calcul à l'ELU :**a) Armatures en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 8,49 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,49 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,49 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,38 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 6,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,07 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,07 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,58 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

On adopte: $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0,9d \cdot 40\text{cm}) = \min(16,2 \cdot 40) = 16,2\text{cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 400}{12 \times 0,4} = 46,67\text{cm}$$

On prend: $S_t = 16 \text{ cm}$

2 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,74 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,25 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 11,52 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 12,74 + 12,44 = 25,18 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12,74 + \frac{3,64}{0,9 \times 0,18}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12,74 + 22,47)$$

$$A = 1,57 \geq 1,01 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (25,18 + \frac{8,49}{0,9 \times 0,18}) = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq 2,23 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f) Calcul des scellements droits : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{12,74 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,66 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

3 calcul à l'ELS :

a) calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 438,5 \text{ Kg/ml} = 4,385 \text{ KN/ml}$$

$$M_{01} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,385 \times 4^2}{8} = 8,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,385 \times 3,2^2}{8} = 5,613 \text{ KN.m}$$

Par la méthode forfaitaire : $M_t = 0,7 M_0 \rightarrow$ travée de rive

$M_t = 0,65 M_0 \rightarrow$ travée intermédiaire

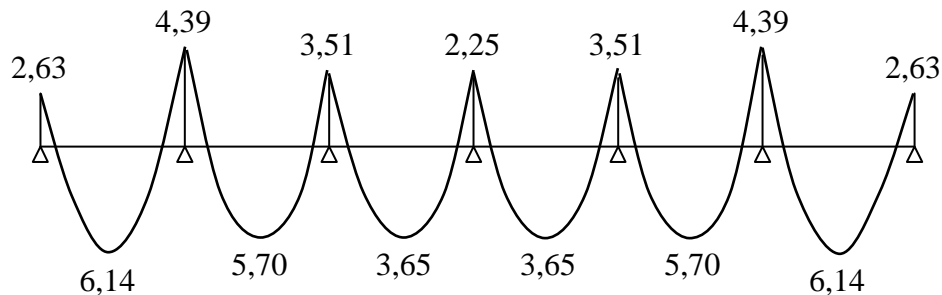


Fig-7- diagramme des moments fléchissant

c) Etat limite de la compression du béton : Article A .4.5.2 du BAEL 91 :

On peut se dispenser de vérifier σ_{bc} (contrainte maximale de compression du béton) pour des sections rectangulaires en flexion simple dans les armatures sont FeE400 si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Aux appuis :

$$M_s^a = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{3,64}{2,63} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bdf_{bu}} = \frac{3,64 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012 \Rightarrow \alpha = 0,0151 \leq 0,44$$

Donc, il est inutile de vérifier σ_{bc}

En travées :

$$M_s^t = 6,14 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 8,49 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,49}{6,14} = 1,38$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bdf_{bu}} = \frac{8,49 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028 \Rightarrow \alpha = 0,0355 \leq 0,44$$

Donc, il est inutile de vérifier σ_{bc}

Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis est en travées est vérifié ; donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

d) Etat limite d'ouvertures des fissures à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \text{Article B.6.5.1 BAEL91}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,05 > \frac{6,14}{15 \times 8,77} = 0,047 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

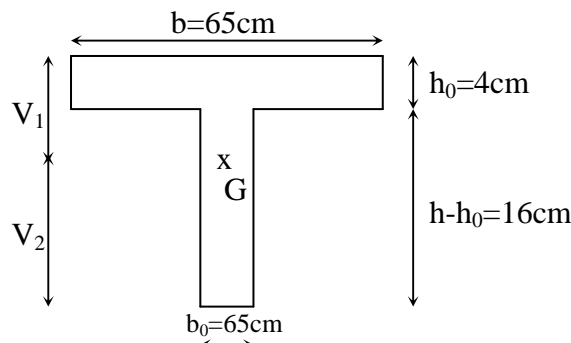
$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,36}{18 \times 12} = 0,011 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{«condition non vérifiée »}$$

La troisième condition n'étant pas vérifiée, il faut donc procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a) f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} l^2}{10E_v I_f v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I_f i} < \frac{L}{500}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_1 \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,2^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,06 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,5$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 348 + 2,1} = 0,8$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 3,74 \times 0,8} = 5516,8 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 1,5 \times 0,8} = 10010,53 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{6,14 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 5516,8} = 0,55 < \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{6,14 \times (3,75)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 10010,53} = 0,79 \geq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des aciers de : $2,36 \text{ cm}^2$ à $3,39 \text{ cm}^2$

$$B_0 = B + nA = B + 15A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A \\ = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = b_0 h x \frac{h}{2} + 2 \left(\frac{b - b_0}{2} \right) h_0 \times \frac{h}{2} + 15Ad$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^3}{12} + (7,44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,56 - 2)^2 = 22647,84 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0157 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 2,62$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,048$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 348 + 2,1} = 0,92$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 22647,84}{1 + 2,62 \times 0,92} = 7305 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 22647,84}{1 + 1,048 \times 0,92} = 12683,6 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{6,14 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 7305} = 0,42 < \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{6,14 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 12683,6} = 0,71 \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

III-2- Calcul de l'acrotère

III-2-1) Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1KN/ml) du à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de un mètre de largeur.

III-2-2) Calcul des sollicitations

➤ Poids propre : $G = S \times \rho$

$$G = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,962 \text{ KN/mL}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

➤ Surcharge du a la main courante : Q = 1 KN/mL

➤ Effort au niveau de la section d'encastrement :

- Effort normal du au poids propre [G] : $N_G = G \times 1\text{m} = 1,962 \times 1 = 1,962 \text{ KN}$
- Effort tranchant du à l'effort horizontal [G] : $T_Q = Q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant du à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$

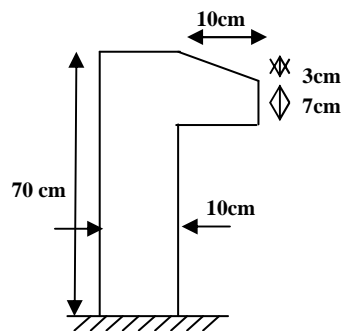


Fig. III-2-1: dimensions de l'Acrotère

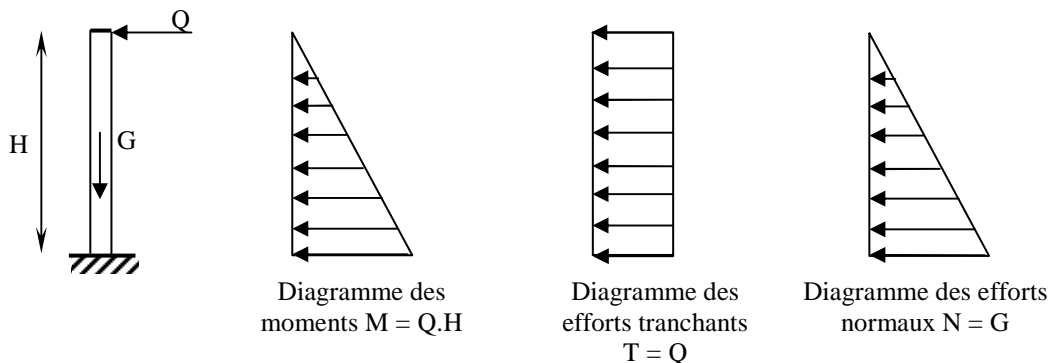


Fig. III-2-2 : Schéma statique de l'acrotère

III-2-3) Combinaison de charges

a- A L'ELU :

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$ (BAEL)

- Effort normal du à G: $N_U = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,962$
 $N_U = 2,648 \text{ KN/mL}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1$
 $T_u = 1,5 \text{ KN}$
- Moment de flexion du à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7$
 $M_u = 1,05 \text{ KN.m}$

b- A L'ELS

La combinaison est : $G + Q$ (BAEL)

- Effort normal du a G : $N_S = N_G = 1,962 \text{ KN/mL}$
- Effort tranchant : $T_S = T_Q = 1 \text{ KN}$
- Moment de flexion du à l'effort horizontal Q : $M_S = M_Q = 0,7 \text{ KN.m}$

III-2-4) Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera comme pour une console, en flexion composée qui sera ramenée à une flexion simple; la section sera en suite corrigée.

➤ **Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable (L'acrotère étant exposé aux intempéries).
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

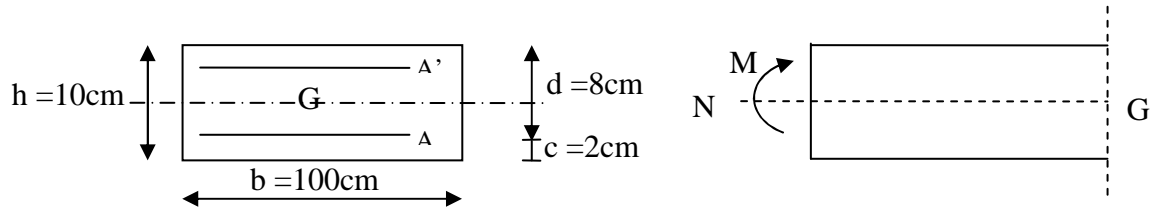


Fig. III-2-3 : La section de l'acrotère

Avec : c: Enrobage

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,642} = 0,397 \text{ m} = 39,7 \text{ cm}$$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$$\text{Nous avons } a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$e_u > a \implies$ Le centre de pression est à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal de compression; donc celle-ci est partiellement comprimée; elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive**

- Calcul du moment fictif :

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

$$M_f = 1,05 + 2,648 \times 0,03 = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1,129 \text{ KN.m}$$

- Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_b = \frac{1,129 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,012 \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b = 0,012 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

- Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$= \frac{1,129 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,408 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 0,347,8 \approx 348 \text{ MPa}$

➤ **Calcul à la flexion composée**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A = 0,408 - \frac{2,648 \times 10}{348} = 0,332 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité du béton:**..... (BAEL91/ Art 4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,962} = 0,357 \text{ m} = 35,7 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,7 - (0,455 \times 8)}{35,7 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

• **Armatures principales**

$$\text{Donc on adopte une section : } A = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA6 $\Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement Soit $S_r = 25 \text{ cm}$

III-2-5) Vérification a l'ELU

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,00187 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ Vérification l'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\text{Acier HA} \Rightarrow \Psi = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

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

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,5} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée.}$$

III-2-6) Vérification à L'ELS

Il faut vérifiée Les deux conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans les aciers } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ **Dans l'acier**

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,89$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 47,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 47,32 = 0,988 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-2-7) Vérification de l'acrotère au séisme

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q .

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \dots\dots\dots (\text{RPA 99/V2003 Art 6.2.3})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,15$

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

Soit : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1,962 \text{ KN/mL}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,962 = 0,942 \text{ KN/mL}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, donc le ferrailage adopté reste convenable.

III.3. les balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive realise en dalle pleine; son epaisseur est donnee par la formule suivante :

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

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

a) Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
- Carrelage (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (1cm) : $0,33 \text{ KN/ml}$
- $G_1 = 5,72 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

b) combinaison des charges :

$$\begin{aligned} \bullet \text{ E.L.U} &\rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,972 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{cases} \\ \bullet \text{ ELS} &\rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,22 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases} \end{aligned}$$

c) calcul à l'E.L.U :

Le balcon sera calcule en flexion simple pour une bande de 1m de large. La section dangereuse est situee au niveau de l'encastrement.

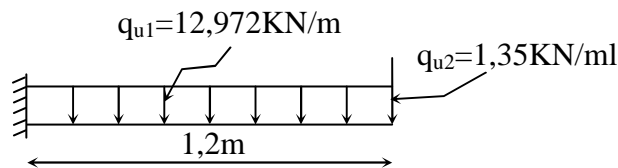


Fig. III -3-1

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,972 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,96 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 16,92 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,96 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,04567 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,046 \rightarrow \alpha = 0,0589 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,96 \times 10^6}{0,976 \times 130 \times 34800} = 2,48 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

d) Vérifications :

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 130 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

- **Ecartement des barres :**

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{16,92 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

$$\sum U_i = 5 \pi 10 = 157,079 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,92 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157,079} = 0,921 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

✓ **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y = 3,369 \text{ cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times 1}{2} + q_{s2} \times 1 = \frac{9,22 \times 1,2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,8384 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,8384 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 3,91 < 15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{7,8384 \times 10^6}{67419100} \times (130 - 33,69) = 167,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

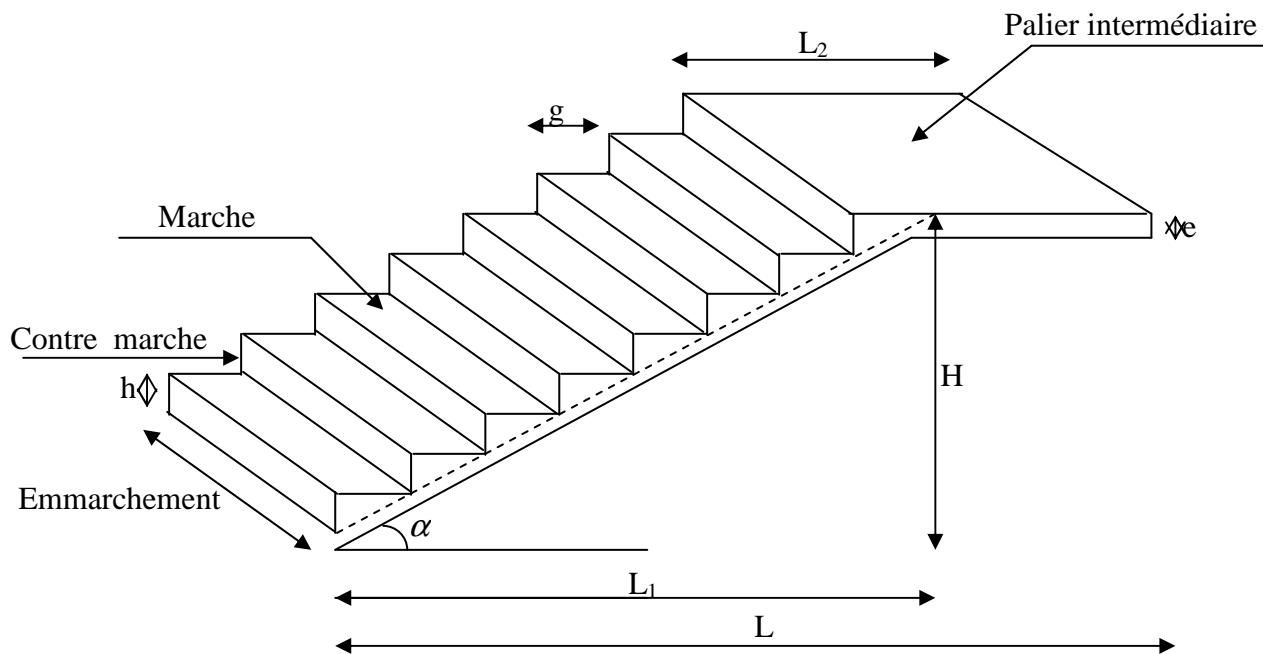
«condition vérifiée»

III.4. Les escaliers

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

-Escalier du RDC : à trois volés avec deux paliers intermédiaires.

-Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volés avec un palier intermédiaire.



Terminologie :

g: Giron

H : Hauteur de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

L₁ : Portée de la paillasse projetée

L₂ : Largeur du palier

L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

Fig. III.4-1- schéma de l'escalier.

1-Calcul de l'escalier de l'étage courant :

1- Pré dimensionnement : Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de " BLONDEL" $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm]

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - (2H+1+64)n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2^{ème} degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches n = 9

⇒ Le nombre de marches (n-1) = (9-1)=8 marches. On aura alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{1}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

2. Pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donné par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$
 Avec L_0 : longueur du palier et de la paillasse.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \Rightarrow \quad L' = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{240}{\text{cos } 32.52} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 284.63 + 120 = 404.63 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

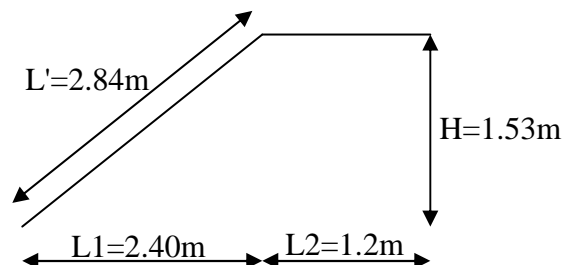


Fig. III-4-2 Pré dimensionnement de la paillasse.

$$\frac{404.63}{30} \leq e_p \leq \frac{404.63}{20}$$

$$13.48 \leq e_p \leq 20.23 \text{ cm}$$

On opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

3-Détermination des charges et surcharges

a)- La paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.15 / \text{cos } 32.52 = 4.45 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la marche : $25 \times 0.17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
- Poids des carrelages scellés : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
- couche de sable (2 cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- Poids de plâtre : $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
- Poids du garde corps : $= 0.2 \text{ KN/m}^2$

$$G_p = 7.76 \text{ KN/m}^2$$

b)- Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids de revêtement : $= 1.44 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5.19 \text{ KN/m}^2$$

c)- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

d)- Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.76 + 1.5 \times 2.5) = 14.23 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_u = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5 = 10.09 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = 7.76 + 2.5 = 10.26 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = 5.19 + 2.5 = 7.69 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

4- Ferrailage à l'E.L.U :

A l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

a) Schéma statique

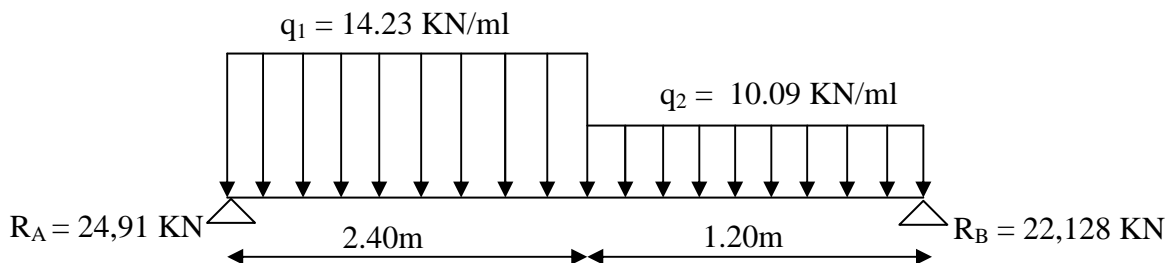


Fig. III-4-3 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

b) Réaction d'appui :

RA = 24.91 KN
RB = 22.128 KN

c) Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

-Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
0 ≤ x ≤ 2.4	14.23 x - 24.91	0	-24.91
		1.4	-9.23
2.4 ≤ x ≤ 3.6	24.91 - 10.75(x - 2.4) + 34.152	2.4	-9.23
		3.6	-22.132

Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mz (KN)
0 ≤ x ≤ 2.4	24.91x - 14.23x ² /2	0	0
		2.4	18.813
2.4 ≤ x ≤ 3.6	24.91x - 34.152(x - 1.2) - 10.75 (x - 2.4) ² /2	2.4	18.813
		3.6	0

Le moment Mz (x) est maximal pour la valeur de x = 1.75m d'où Mz^{max} = 21.8 KN.m.

Aux appuis : $M_a = -0.3M_z^{\max} = -6.54 \text{ KN.m.}$

Entravée : $M_t = 0.85M_z^{\max} = 18.53 \text{ KN.m.}$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

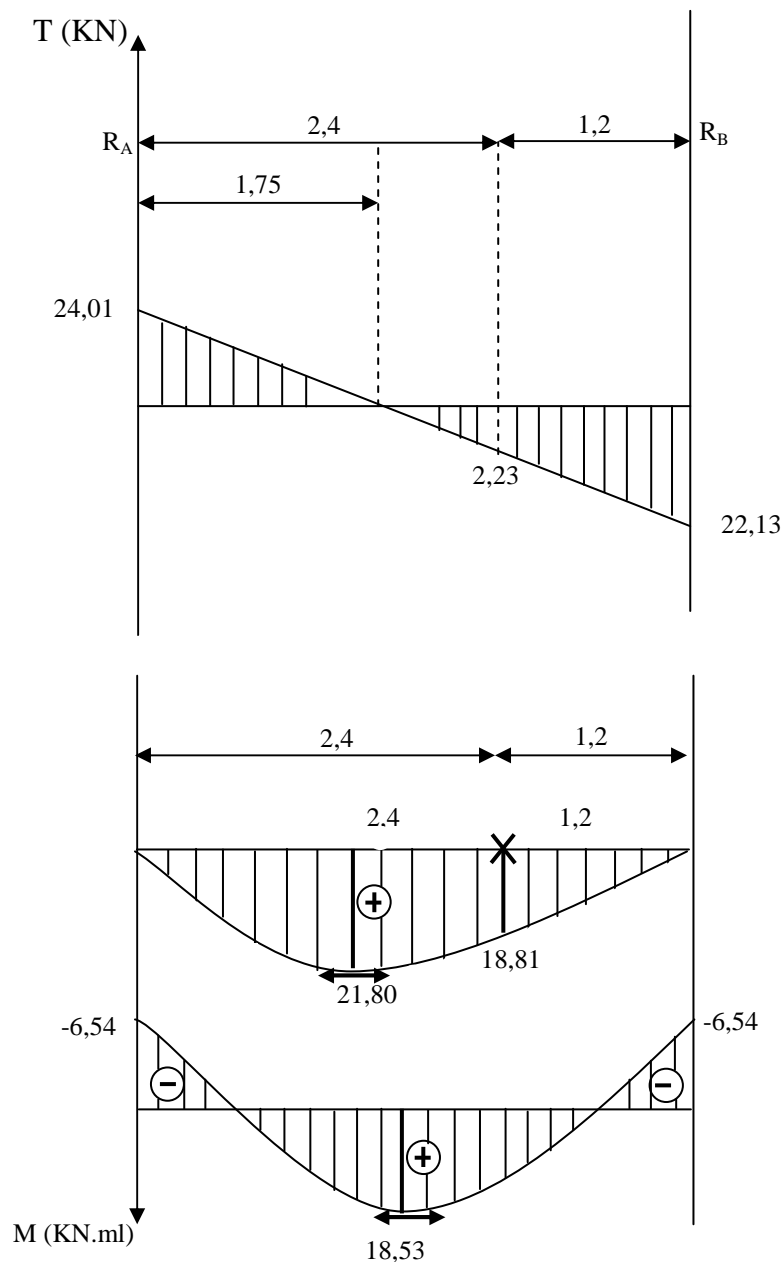
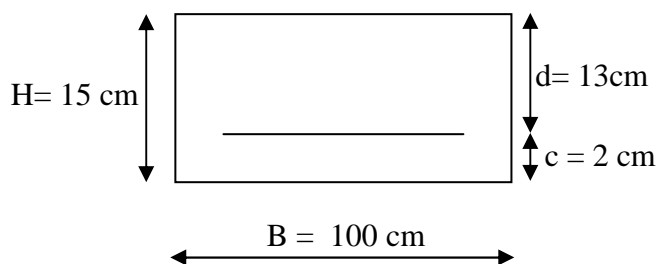


Fig. III-4-4 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

5-Calcul des armatures :

a)- Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m, $d = 13\text{cm}$



En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.53 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.077 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.077 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.53 \times 10^3}{0.960 \times 13 \times 348} = 4.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA12 = 4.52 cm²

Aux appuis :

Ma = 6.54 KN.m

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.54 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.027 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.54 \times 10^3}{1000 \times 13 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA10 = 3.14 cm² e = 25 cm

b) Armature de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8/m1 = 2.01 cm² avec e=25 cm.

c) Vérification (Art.A2.2 BAEL 91)

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :

$$e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$e \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

$$V_u^{\max}(x) = 25.75 \text{ Kn}$$

Dans notre cas $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.196 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la condition d'adhérence : (Art.A.6.13/BAEL91).

On doit vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.91 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.118 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.118 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entainment des barres.

5) Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

a) Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 24.91 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)}{f_e} \quad \text{Avec } M_a = -6.54 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1.15 \left(24.91 - \frac{6.54 \times 10^6}{0.9140} \right)}{400} < 0$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de longueur d'encrage :

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi_e^f}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s = 16.93 \text{ cm}$ soit 17 cm .

Vérification à l'ELS :

Réaction d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 17.954 \text{ KN} \\ R_B = 15.9 \text{ KN} \end{cases}$$

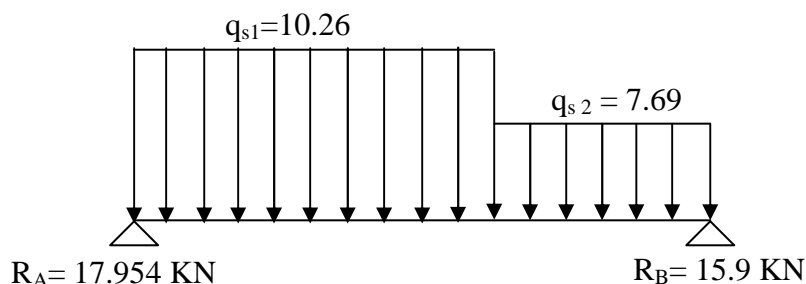


Fig. III-4-5 Schéma statique de calcul à l'ELS

Moment fléchissant :

Le moment fléchissant $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.75 \text{ m}$.

D'où $M_z^{\max} = 13.46 \text{ m}$. On prend :

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -4.039 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 11.44 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

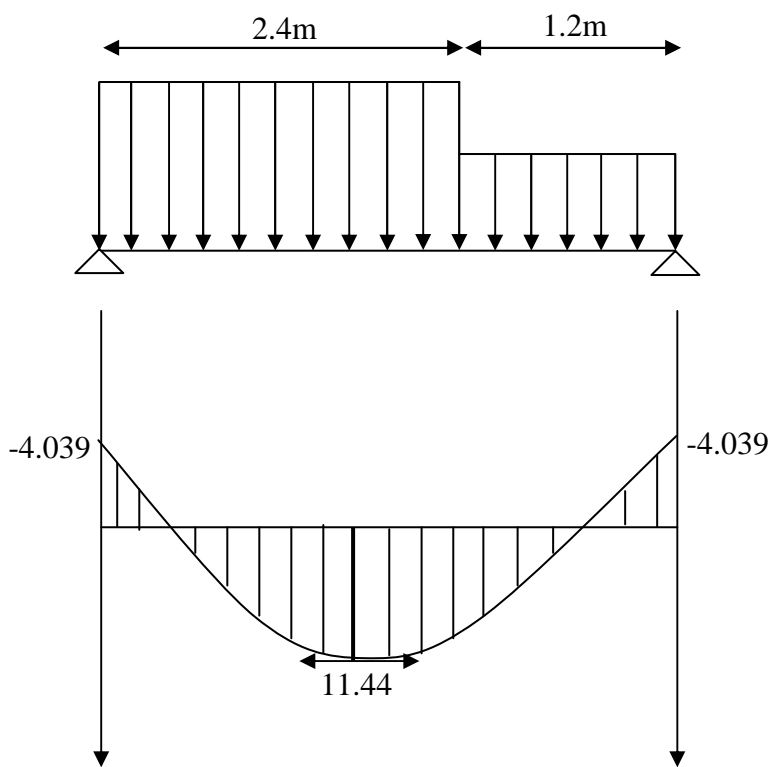


Fig. III.4-6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Vérification de l'E.L.S :

Etat limite d'ouverture des fissures.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

L'article A.4.5.2 du BAEL 91 : on peut se dispenser de vérifications.

Si l'inégalité suivante est vérifiée

Aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc}

$$a = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

A l'ELU : en travée : $M_u = 18.53 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_u = 6.54 \text{ KN.m}$

A l'ELS : en travée : $M_S = 11.44 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_S = 4.039 \text{ KN.m}$

-Vérification en travée :

On a : $\mu_b = 0.027 \Rightarrow a = 0.03425$

$$\gamma = \frac{18.53}{11.44} = 1.619$$

$$\frac{(\gamma-1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1.619-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0.559$$

$$a = 0.03425 < 0.559 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} .

-Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites.

$$-1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0.0625 \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$-2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{h}{L} = 0.0652 < 0.085 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

6-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5q_s L^4}{348 E_v I}$$

$$\text{Avec : } E_v = 10819 \text{ MPa}$$

$$q_s = 10.26 \text{ KN/ml}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$V_1 = \frac{S_x}{B_0} = \left[\frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh} \right] + 15A$$

$$S_x = \frac{100 \times 15^2}{2} + 154.52 \times 13 = 12131.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 7.73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2 = 1883.002 + 28204.35 = 30087.352 \text{ cm}^4$$

$$D'ou f = 0.13 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

II-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 2.95 m (entre nu d'appuis).

1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

H_t : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

Hauteur de la poutre

$$295 / 15 \leq h_t \leq 295 / 10 \rightarrow 19.66 \leq h_t \leq 29.5$$

On adopte $h_t = 30$ cm

Largeur de la poutre

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 25$ cm

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5h + b_t \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{La poutre palière (b, h) = (25, 30)} \end{array}$$

2) Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- Son poids propre $\rightarrow 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875$ KN/ml.
- Poids du mur $\rightarrow 2.36 \times 2.95 = 6.962$ KN/ ml

Effort tranchant à l'appui :

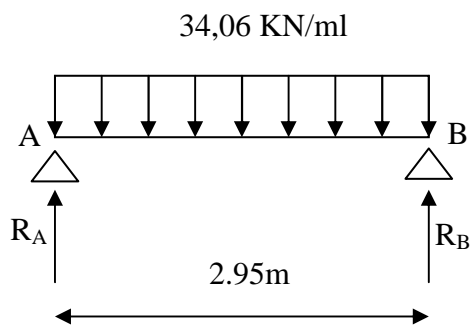
E.L.U : $T_U = R_B = 22.13$ KN.

E.L.S : $T_S = R_B = 15.898$ KN.

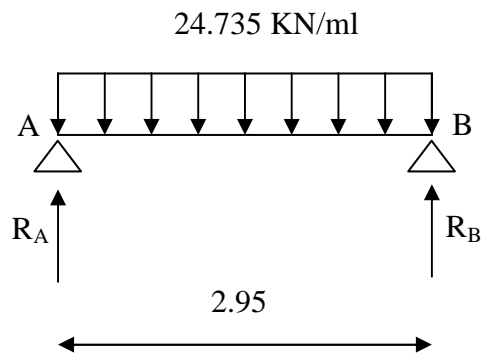
3) Combinaison de charges et surcharges

A l'E.L.U $q_u = 1.35 G + T_u = 34.06$ KN.

A l'E.L.S $q_s = G + T_s = 24.735$ KN.



FigIII-4.7-a : Schéma statique à l'ELU



FigIII.4-7-b : Schéma statique à l'ELS

- A l'ELU :

– Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 50.23 \text{ KN}$

– Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 37.05 \text{ KN.m}$

– Moment corrigé :

En travée : $M_t = 31.49 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -11.11 \text{ KN.m}$

– Effort tranchant : $V_u^{\max} = 50.23 \text{ KN}$

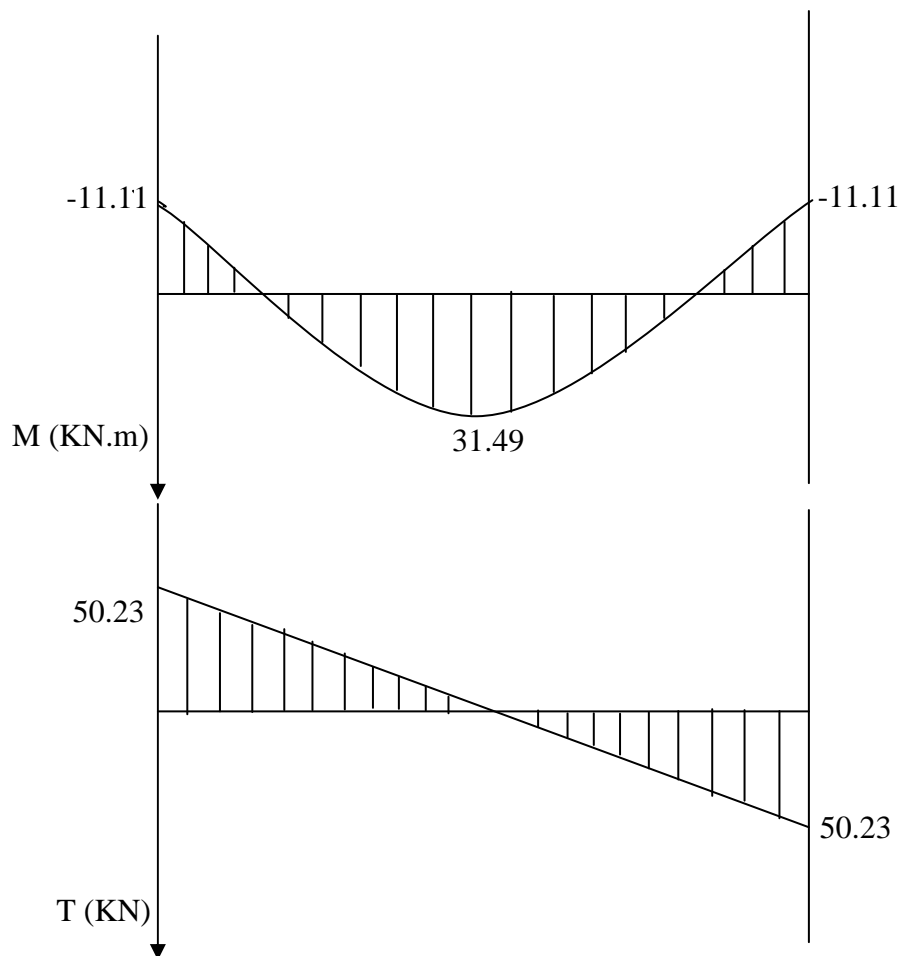


Fig. III.4-8- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU

- **A l'E.L.S :**

$$- \text{Réaction d'appui : } R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 36.48 \text{ KN}$$

$$- \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 26.90 \text{ KN.m}$$

– Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 22.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -8.07 \text{ KN}$$

Ferraillage à l'E.L.U :

Calcul des armatures principales :

En travée :

$$M_t = 31.49 \text{ KN.m.}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.49 \times 10^3}{25 \times 28 \times 14.2} = 0.113 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.113 \Rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{31.49 \times 10^3}{0.939 \times 28 \times 348} = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a = -11.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.11 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.11 \times 10^3}{0.98 \times 28 \times 348} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section d'où :

$$4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$8.01 > 3.75 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Exigence vérifiée}$$

4) Vérification (BAEL 91) :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis A_a** $\rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.
 - **en travée A_t** $\rightarrow 4.62 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{50.23 \times 10}{0.9 \times 28 \times 3 \times 3.14 \times 1.4} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.51 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$tq : \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_l \leq \min \left\{ \frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi \right\} = 2.5 \text{ mm} \text{ soit } \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.00 \text{ cm}^2$.

- Exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2].

- **Espacement :**

$$\text{zone Nodal} : e \leq \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} = 0.75 \text{ cm} \text{ soit } e = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone Courante} : e \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad e = 15 \text{ cm}$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$2.00 > 1.125 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{exigence vérifiée.}$$

5) Vérification a l'ELS :**a- état limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :(ArtA.4.5.2 du BAEL91) :

On peu se disposer de vérification si l'inégalité suivante est vérifiée , aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc}

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M _u [KN.m]	$\mu_U = M_U / bd^2 f_{bu}$	$\gamma = M_U / M_S$	$(\gamma-1) / 2 + f_{c28} / 100$
	M _S [KN.m]	<i>a</i>		
En travée	31.49	0.113	1.377	0.4385
	22.86	0.082		
sur appuis	11.11	0.039	1.376	0.438
	8.07	0.028		

6) Vérification de la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

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

2) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$

3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

* $\frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.061 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

* $\frac{h}{L} = 0.10 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{22.86}{10 \times 26.9} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

* $\frac{A}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

III-5 :Calcul de la dalle pleine de la salle de machine

a) Introduction

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes.

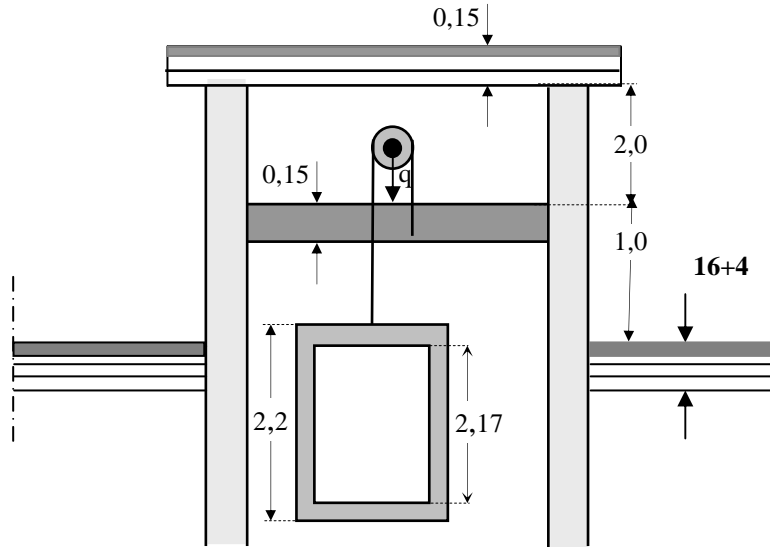


Fig. III.5-1-cage d'ascenseur

b) Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{295}{30} = 9.83 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

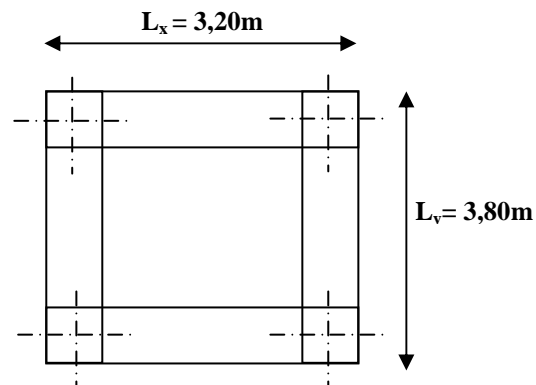


Fig. III.5-2-dimensionnement

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

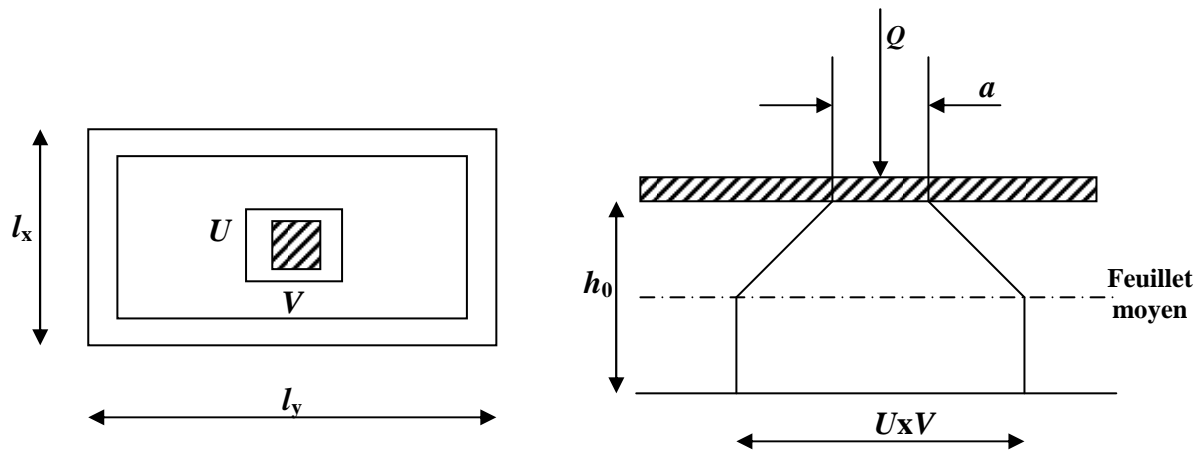


Fig. III.5-3-schéma statique de la salle machine

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{3,80} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

On a: $U = U_0 + 2e + h_0$

$$V = V_0 + 2e + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

Condition de non poinçonnement

$P \leq 0,045 \frac{\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 10\text{t} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + v M_1)q \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU
 $\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{320} = 0,33 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{380} = 0,28 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,109 \text{ et } M_2 = 0,091$$

A l'ELU $M_{x1} = q M_1$
 $M_{y1} = q M_2$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10000 + 1,5 \times 0 = 13500 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 13,5 \times 0,109 = 1,47 \text{ t.m} = 14,7 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 13,5 \times 0,091 = 1,23 \text{ t.m} = 12,3 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$

$\rho = 0,84 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,84 \Rightarrow \mu_x = 0,0520 \quad \mu_y = 0,667$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0520 \times 6,563 \times (3,20)^2 = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,667 \times 1,73 = 1,15 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 18,19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13,45 \text{ KN.m}$$

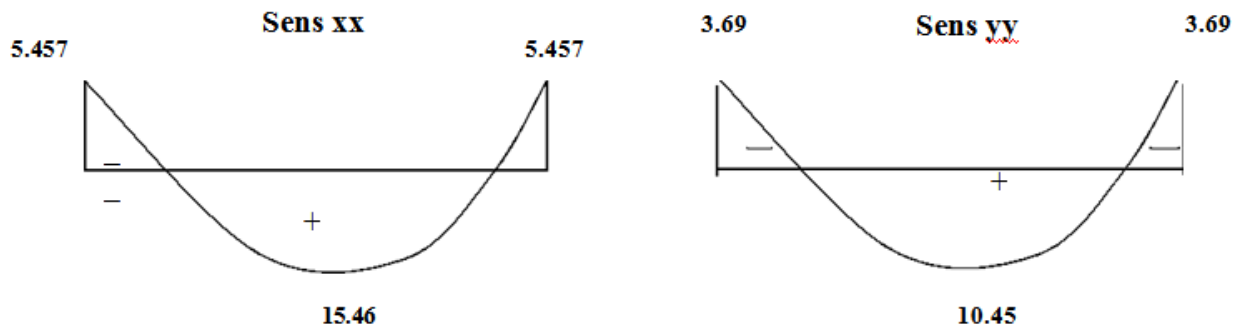


Fig. III.5-4 -:Les moments dans les 2sens

Ferrailage

Sens X-X

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 18,19 = 5,457 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,457 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,02 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,846$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,457 \cdot 10^3}{0,846 \times 13 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm²/ml Avec : St = 20 cm

En travée

$$M_t = 0,85 \times 18,19 = 15,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{15,46 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,06 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{15,46 \cdot 10^3}{0,969 \times 13 \times 348} = 3,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6HA10 = 4,71 cm²/ml Avec : St = 15 cm

Sens y y

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 12,3 = 3,69 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,69 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,018 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,991.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3,69 \times 10^3}{0,991 \times 12,2 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml avec St = 25cm.

En travée

$$M_t = 0,85 \times 12,3 = 10,45 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,45 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,05 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{10,45 \times 10^3}{0,974 \times 12,2 \times 348} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

f. Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

Armatures principales

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{3,20}{3,80} \right)} = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A \geq 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

2-Ecartement des barres

(Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : St = 20 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Sens y-y

Armatures supérieures : St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = 25cm.

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (3h, 33 cm) = 25 cm.

3-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Au niveau de U : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{10}{3 \times 0,8} = 4,16 \text{ t} .$

Au niveau de V : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{10}{3 \times 0,8} = 4,16 \text{ t} .$ On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0,13} = 0,288 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'E.L.S

Les moments à l'E.L.S

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,109 + 0,2 \times 0,091) \times 100 = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,01 + 0,2 \times 0,109) \times 100 = 11,28 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,84 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0520. \\ \mu_y = 0,667. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (3,20)^2 = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1,71 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,72 + 2,57 = 15,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,28 + 1,71 = 12,99 \text{ KN.m.}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x

Aux appuis $M_a = 5,457 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \quad \Rightarrow \quad k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,457 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 179,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 179,82 = 3,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée $M_t = 15,46 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,02}{100 \times 13} = 0,309 \quad k = 0,029 \text{ et } \beta = 0,897$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{15,46 \times 10^6}{0,897 \times 130 \times 4,02 \times 10^2} = 329,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,029 \times 329,79 = 9,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1 Introduction :

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2- Choix de la méthode de calcul : En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/versi2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1- Méthode Statique Equivalente (MSE):

●Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

●Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

✓ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65$ m en zones I, II_a, II_b.

$H \leq 30$ m en zone III.

✓ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant

les conditions complémentaires exigées par le [RPA99v2003 /A.4.1.] en plus de la hauteur limitée

Remarque La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV.2.2-Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

● **Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• **Les hypothèses :**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres) ;
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

I V.2.3- Exposé de la méthode

On recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-2.4 Vérification de la période :

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : C_T = 0.05

Remarque : Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T = 0.05 \times 43.95^{3/4} = 0.85 \text{ sec.}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.85 = 1.10 \text{ sec} > T_{ETABS} = 0.978906 \text{ sec} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,978906	66,0715	3,1885	0	66,0715	3,1885	0
2	0,926079	3,2371	64,4999	0	69,3086	67,6884	0
3	0,823107	0,9084	0,0441	0	70,217	67,7324	0
4	0,266977	15,9716	0,0558	0	86,1886	67,7882	0
5	0,232687	0,048	17,3648	0	86,2366	85,153	0
6	0,201605	0,004	0,0018	0	86,2406	85,1548	0
7	0,126302	5,0473	0,0048	0	91,2879	85,1596	0
8	0,115948	0,0179	1,0852	0	91,3058	86,2448	0
9	0,111745	1,1695	0,0793	0	92,4754	86,3241	0
10	0,104687	0,3572	0,066	0	92,8325	86,3901	0
11	0,09786	0,001	6,021	0	92,8335	92,4111	0
12	0,086163	0,0001	0,0042	0	92,8337	92,4153	0

Tableau IV -1 Période et participation massique

IV-3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

❖ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant x-x :..... **Condition vérifiée. $P_x = 0.00$**

Suivant y-y :..... **Condition vérifiée. $P_y = 0.00$**

➤ **Régularité en plan**

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée $p_q = 0.05$

➤ **Condition de régularité en élévation :**

• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien le raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le séisme de 2003

❖ Etude de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par le programme ETABS comme suit :

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 → Show Deformed Shape et on sélectionne la combinaison EX ou EY.

Enfin, dans Draw → Draw Section Cut et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

EX	Effort tranchant, repris par :		Pourcentage d'effort tranchant Repris par :		
	VOILES+POTEAUX(KN)	POTEAUX5(KN)	VOILES(KN)	POT(%)	voil(%)
RDC	2880.7	334.96	2547.46	11.6277294	88.4319783
1	2835.31	538.53	2300.22	18.9936903	81.1276368
2	2753.97	673.71	2088.5	24.4632294	75.835975
3	2640.76	628.99	2020	23.8185219	76.4931308
4	2502.72	690.54	1821.12	27.5915804	72.765631
5	2349.06	752.5	1607.79	32.0340902	68.4439733
6	2177.06	614	1573.37	28.2031731	72.2704014
7	1980.77	635.48	1357.81	32.082473	68.5496044
8	1766.12	647	1134.83	36.6339773	64.2555432
9	1528.31	472	1072.85	30.8837867	70.1984545
10	1260.75	477.73	814.05	37.8925243	64.5687091
11	935	417.13	565.54	44.6128342	60.4855615
12	529.44	505.53	233.16	95.4839075	44.0389846
13	47.9	47	0	98.1210856	0

Tableau IV -3 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens XX

EY	Effort tranchant, repris par :		Pourcentage d'effort tranchant Repris par :		
	VOILES+POTEAUX(KN)	POTEAUX5(KN)	VOILES(KN)	POT(%)	voil(%)
RDC	2918.35	243.33	2676.31	8.33793068	91.7062724
1	2875.4	458.07	2422.51	15.9306531	84.2494957
2	2791.18	583.76	2215.46	20.914452	79.3735983
3	2674.43	549.71	2131.15	20.5542863	79.6861387
4	2541.95	620.39	1926.74	24.4060662	75.7977144
5	2390.14	692.45	1703.68	28.9711063	71.2795066
6	2222.55	564.24	1662.83	25.3870554	74.8163146
7	2027.82	596.15	1437.28	29.3985659	70.8780858
8	1809.77	619.37	1198.3	34.2236859	66.2128337
9	1571.5	451.08	1131.85	28.7037862	72.0235444
10	1307.85	463.17	872.78	35.4146118	66.7339527
11	984.55	420.45	614.98	42.704789	62.4630542
12	562.73	501.82	265.26	89.1759814	47.1380591
13	49.59	49.59	0	100	0

Tableau IV -2 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens YY

Conclusion :

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas repris en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques-voiles.

- ❖ **A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :
 - Groupe d'usage : 3.
 - Zone sismique : IIa.

- ❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de :
 - La catégorie de site.
 - Le facteur de correction d'amortissement « h ».
 - La période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq \mathbf{2.5}$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : **meuble** (site3) **T₂ = 0.5 second.**

n : Le facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ε (%) : Est le **pourcentage de l'amortissement critique** ; il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4.2 RPA/99)..... $\varepsilon(\%) = 10 \%$.

$\eta = 0,876 > 0.7$**vérifié.**

T : La période fondamentale de la structure.

T = C_Th_N^{3/4} (La formule empirique (4-6) du RPA.) En second.

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 43.95 m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

❖ Les valeurs de **A**, **D**, **R**, **C_T** et **T** sont données dans le tableau IV-2 :

Paramètre	valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0,15	Tableau 4.1
Période caractéristique T ₂	0,5	Tableau 4.7
Coefficient C _T	0,05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1,546	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité	1,1	Formule 4.4

Tableau IV-2

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.7

$$W = 52700.69 \text{ KN.}$$

➤ **Application numérique** : $V = \frac{0.15 \times 1.546 \times 1.1}{5} \cdot 52700.69 = 2688.68 \text{ KN}$

$$V_x = V_y = 2688.68 \text{ KN}$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :**

$$-V_x = 2880.51 \text{ KN}$$

$$-V_y = 2918.59 \text{ KN}$$

$V_{x \text{ dyn}} = 2880.51 > 80\% V_x = 2150.94 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$V_{y \text{ dyn}} = 2918.59 > 80\% V_y = 2250.94 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \dots$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 **est vérifié.**

IV-4 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\begin{aligned} |C_M - C_R| &\leq 5\% L_x. \\ |C_M - C_R| &\leq 5\% L_y. \end{aligned}$$

Avec: C_M : Le centre de masse.

C_R : Le centre de torsion.

✚ Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x.$$

Story	Diaphragme	CM	CR	CM-CR	5 % Lx	Condition
RDC	D1	11,222	11,224	-0,002	1,12	Vérifiée
ETG 1	D2	11,216	11,305	-0,089	1,12	Vérifiée
ETG3	D3	11,22	11,273	-0,053	1,12	Vérifiée
ETG4	D4	11,22	11,258	-0,038	1,12	Vérifiée
ETG5	D5	11,221	11,248	-0,027	1,12	Vérifiée
ETG6	D6	11,221	11,241	-0,02	1,12	Vérifiée
ETG7	D7	11,221	11,235	-0,014	1,12	Vérifiée
ETG8	D8	11,221	11,231	-0,01	1,12	Vérifiée
ETG9	D9	11,221	11,227	-0,006	1,12	Vérifiée
ETG10	D10	11,222	11,221	0,001	1,12	Vérifiée
ETG11	D11	11,222	11,219	0,003	1,12	Vérifiée
ETG12	D12	11,222	11,216	0,006	1,12	Vérifiée
ETG13	D13	11,238	11,215	0,023	1,12	Vérifiée

Tableau IV-3- Excentricité suivant x-x

✚ Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y.$$

Story	Diaphragme	CM	CR	CM-CR	5 % Ly	Condition
RDC	D1	9,617	9,25	0,367	1,02	Vérifiée
ETG 1	D2	9,658	9,762	-0,104	1,02	Vérifiée
ETG3	D3	9,653	9,849	-0,196	1,02	Vérifiée
ETG4	D4	9,645	9,748	-0,103	1,02	Vérifiée
ETG5	D5	9,638	9,627	0,011	1,02	Vérifiée
ETG6	D6	9,638	9,518	0,12	1,02	Vérifiée
ETG7	D7	9,631	9,427	0,204	1,02	Vérifiée
ETG8	D8	9,624	9,355	0,269	1,02	Vérifiée
ETG9	D9	9,624	9,297	0,327	1,02	Vérifiée
ETG10	D10	9,611	9,211	0,4	1,02	Vérifiée
ETG11	D11	9,611	9,178	0,433	1,02	Vérifiée
ETG12	D12	9,611	9,148	0,463	1,02	Vérifiée
ETG13	D13	9,617	9,123	0,494	1,02	Vérifiée

Tableau IV-4 Excentricité suivant Y-Y

V-5 Déplacement relatifs :

D'après le **RPA 99** (article **5.10**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_{eK} = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

$\Delta_{k \text{ adm}} = 0,01xh_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Suivant E_x :

niveau	δ_{eK} (m)	Δ_k (m)	$\Delta_{k \text{ adm}}$	condition
13	0,0247	0,0018	0,0315	vérifiée
12	0,0229	0,0019	0,0306	vérifiée
11	0,021	0,002	0,0306	vérifiée
10	0,019	0,0022	0,0306	vérifiée
9	0,0168	0,0022	0,0306	vérifiée
8	0,0146	0,0022	0,0306	vérifiée
7	0,0124	0,0023	0,0306	vérifiée
6	0,0101	0,0022	0,0306	vérifiée
5	0,0079	0,0022	0,0306	vérifiée
4	0,0057	0,0019	0,0306	vérifiée
3	0,0038	0,0017	0,0306	vérifiée
2	0,0021	0,0013	0,0306	vérifiée
1	0,0008	0,0008	0,0408	vérifiée

Tableau IV-5 déplacements suivants(x-x)

Suivant E_y :

Story	δ_{eK} (m)	Δ_k (m)	Δ_k adm	condition
13	0,0024	0,0002	0,0315	vérifiée
12	0,0022	0,0002	0,0306	vérifiée
11	0,002	0,0003	0,0306	vérifiée
10	0,0017	0,0002	0,0306	vérifiée
9	0,0015	0,0002	0,0306	vérifiée
8	0,0013	0,0002	0,0306	vérifiée
7	0,0011	0,0002	0,0306	vérifiée
6	0,0009	0,0002	0,0306	vérifiée
5	0,0007	0,0002	0,0306	vérifiée
4	0,0005	0,0002	0,0306	vérifiée
3	0,0003	0,0001	0,0306	vérifiée
2	0,0002	0,0001	0,0306	vérifiée
1	0,0001	0,0001	0,0408	vérifiée

Tableau IV-6 déplacements suivants (y-y)

❖ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient du comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

V-6 Déplacement maximale :

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec : Ht : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant E_x :

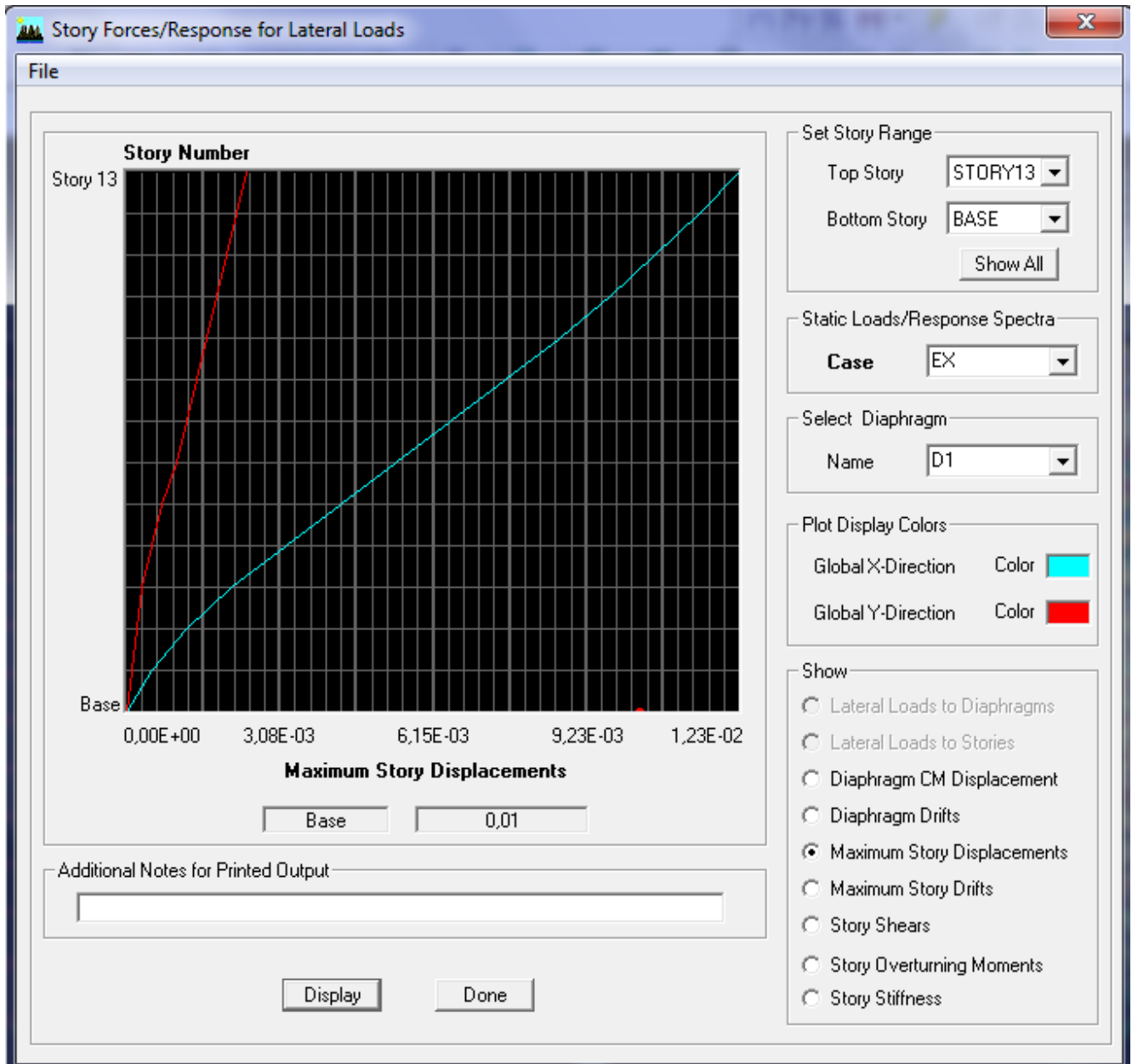


Tableau IV-7 Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{max} = 0.01 \leq f=43,95 / 500=0,087m$ condition vérifiée.

Suivant E_y :

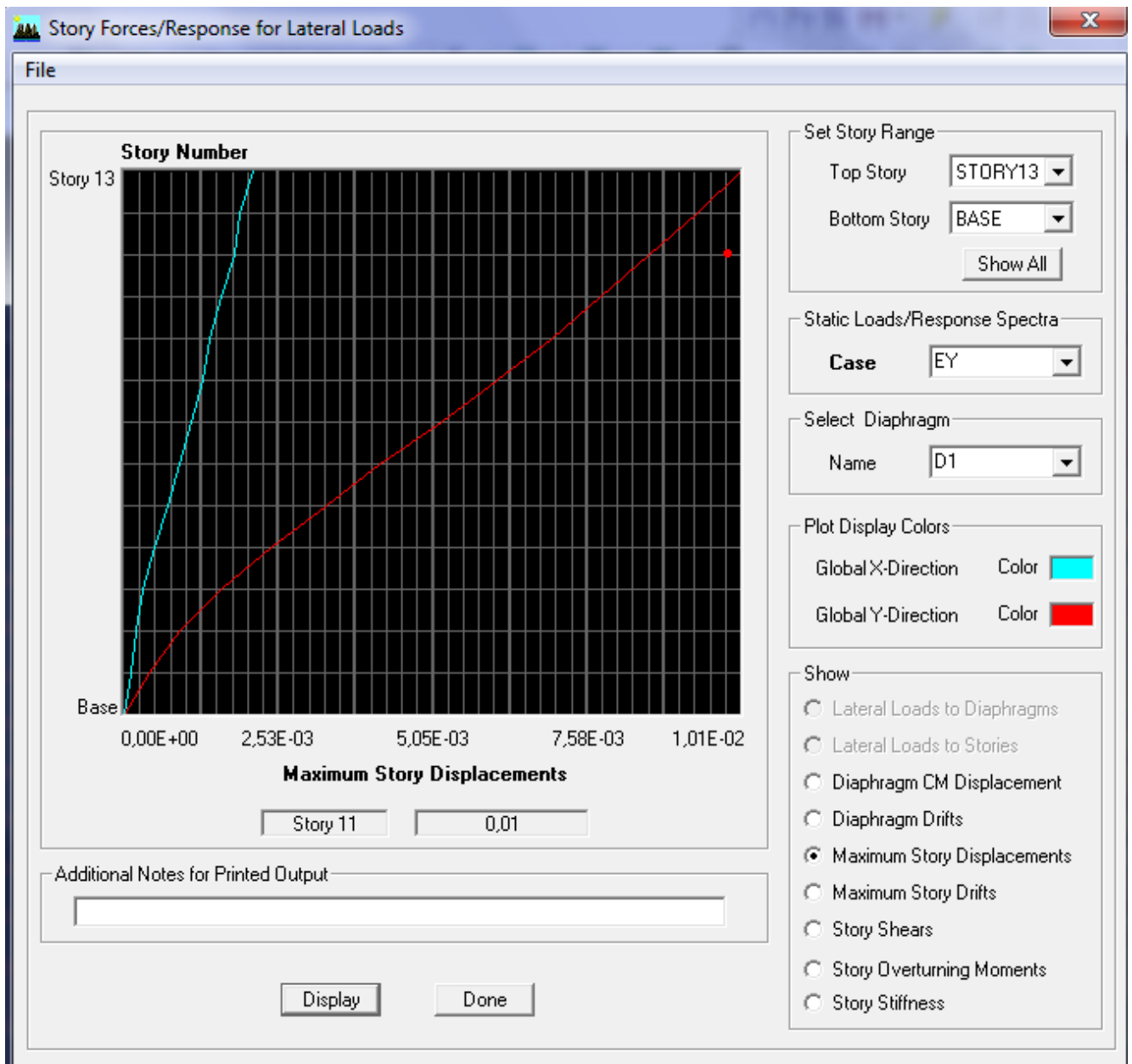


Tableau IV-7 Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta_{max} = 0,01 \leq f=43,95/500=0,087m \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

IV-6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (**de second ordre**) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le **déplacement (Delta)**.

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignore** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99** version 2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent **être négligés** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux, **Si** :

$\theta_k < 0.10$ les effets du 2^{ème} ordre **sont négligés**

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

Avec : **P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_k : Hauteur de l'étage 'K'.

NIV	P (KN)	HK	Sens X-X				Sens Y-Y		
			Δkx	$Vx(KN)$	$Pk \times \Delta k$	θ_x	Δky	$Vy(KN)$	$Pk \times \Delta k$
1	62203,52	4,08	0,0008	2880,51	49,762816	0,00423424	0,0001	2918,58	6,220352
2	55676,51	3,06	0,0013	2837,75	72,379463	0,00833527	0,0001	2874,52	5,567651
3	50837,5	3,06	0,0017	2756,07	86,42375	0,01024758	0,0001	2791,18	5,08375
4	45998,48	3,06	0,0019	2640,77	87,397112	0,01081546	0,0002	2675,44	9,199696
5	41312,09	3,06	0,0022	2504,17	90,886598	0,01186082	0,0002	2541,19	8,262418
6	36625,7	3,06	0,0022	2349,72	80,57654	0,01120653	0,0002	2390,97	7,32514
7	31939,3	3,06	0,0023	2177,78	73,46039	0,01102346	0,0002	2221,94	6,38786
8	27390,99	3,06	0,0022	1984,46	60,260178	0,00992354	0,0002	2028,3	5,478198
9	22842,68	3,06	0,0022	1767,3	50,253896	0,00929262	0,0002	1809,37	4,568536
10	18294,37	3,06	0,0022	1529,78	40,247614	0,00859785	0,0002	1572,73	3,658874
11	13869,6	3,06	0,002	1261,54	27,7392	0,00718574	0,0003	1308,79	4,16088
12	9444,84	3,06	0,0019	936,69	17,945196	0,00626082	0,0002	984,55	1,888968
13	5020,08	3,06	0,0018	529,8	9,036144	0,00557378	0,0002	562,79	1,004016

Tableau IV-8

❖ REMARQUE :

Puisque les coefficients $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc négliger l'effet P-Delta dans le calcul des éléments structuraux.

❖ Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

I- INTRODUCTION :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le **ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8 G + E$: RPA99 révisé 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II.

II- RECOMMANDATIONS DU RPA99 :**1. Armatures longitudinales :**

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

→ Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

→ Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ **4%** en zone courante.

→ **6%** en zone de recouvrement.

- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

c) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2):

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent:

	H (cm)	b (cm)	C (cm)	D (cm)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	Fissuration
Poutre principale	40	30	2	38	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	2	33	25	400	Peu préjudiciable



Tableau. V.1: caractéristiques des poutres

III- 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.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section

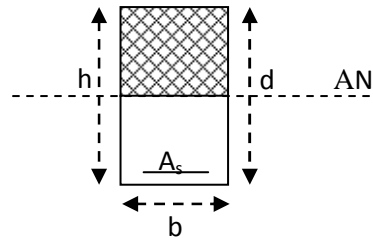
On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c. à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$



Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c. à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

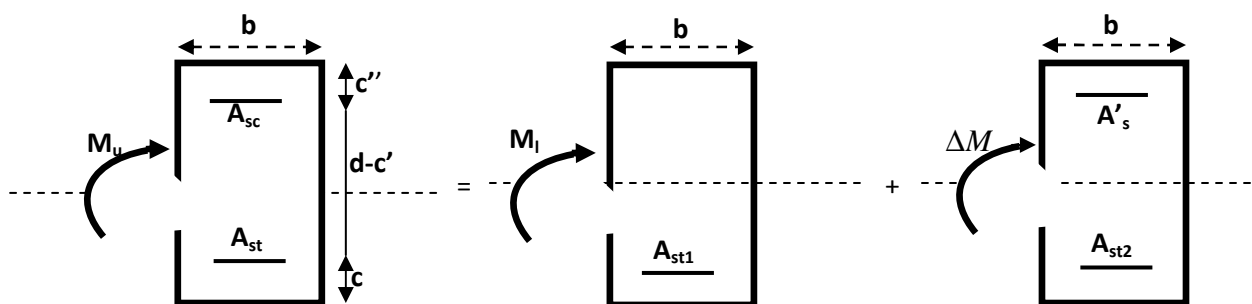
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ **Armatures tendues :**
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

▪ **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. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66).

IV - 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 :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_{\text{adopté}}}$$

($A_{\text{adopté}}$: armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_{\text{adopt}}}{b_0 d}.$$

$$\begin{array}{ccc} \text{Abaque} & & \text{Abaque} \\ \rho_1 \text{ -----} \rightarrow & \beta_1 & \text{-----} \rightarrow k_1 \end{array}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V - VÉRIFICATION DU BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ 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**

(BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

(BAEL 91 Art 521) :

a) *Influence sur le béton :*

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

b) *Influence sur les armatures :*

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

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) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_c}$. M_0 : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

VI. FERRAILLAGE :

a) Poutres principales :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (04) zones:

- les niveaux (RDC-1-2)Zone I
- les niveaux (3-4-5)Zone II
- les niveaux (6-7-8) Zone III
- les niveaux (9-10-11-12) .. Zone IV

ZONE	M (KN.m)			As (cm ²)	Amin (RPA)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)
ZONE I	Sur appuis	Sup	-47.57	3.22	6	3T12	3.39
		inf	35.67	2.39		3T12	3.39
	En travée		50.7	4.01		4T12	4.52
ZONE II	Sur appuis	Sup	-41.38	2.97	6	3T12	3.39
		inf	23.224	1.55		3T12	3.39
	En travée		32.13	2.50		3T12	3.39
ZONE III	Sur appuis	Sup	-46.78	3.16	6	3T12	3.39
		inf	24.3	1.62		3T12	3.39
	En travée		33.63	2.66		3T12	3.39
ZONE IV	Sur appuis	Sup	-53.66	3.65	6	3T12	3.39
		inf	28.164	1.90		3T12	3.39
	En travée		38.53	3.02		3T12	3.39

Tableau V-2 ferrailages des poutres principales

b) Poutres secondaires :

ZONE	M (KN.m)		As (cm ²)	Amin (RPA)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)
ZONE I	Sur appuis	Sup -17.472	1.34	5.25	3T12	3.39
		inf 8.856	0.70		3T12	3.39
	Entravée 12.327		1.09		3T12	3.39
ZONE II	Sur appuis	Sup -28.955	2.24	5.25	3T12	3.39
		inf 15.518	1.20		3T12	3.39
	En travée 21.506		1.92		3T12	3.39
ZONE III	Sur appuis	Sup -39.294	3.07	5.25	3T12	3.39
		inf 21.8	1.68		3T12	3.39
	En travée 30.148		2.72		3T12	3.39
ZONE IV	Sur appuis	Sup -49.00	3.85	5.25	3T12	3.39
		inf 28.643	2.22		3T12	3.39
	En travée 39.517		3.91		3T12	3.39

Tableau V-3 ferrailages des poutres secondaires**CONCLUSION :**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

ZONE I

📏 *Lit inférieur* : 3HA12 **filantes**+1HA12 **en chapeaux au niveau de travée.**

📏 *Lit supérieur* : 3HA12 **filantes**

ZONE II, III et VI

📏 *Lit inférieur* : 3HA12 **filantes**

📏 *Lit supérieur* : 3HA12 **filantes**

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit (Sur toutes les zones) :

📏 *Lit inférieur* : 3HA12 **filantes**

📏 *Lit supérieur* : 3HA12 **filantes**

D'où $A_s = 3.39\text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.(Entravée)

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Surappuis)}$$

🚧 Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots$$

D'où $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Entravée)}$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Surappuis)}$$

V-5 Vérification du BAEL 91 :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s\text{adopt}} \geq A_{\min} \dots$$

🚧 Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2 \dots$$

D'où $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Entravée)}$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Surappuis)}$$

🚧 Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots$$

D'où $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Entravée)}$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée. (Surappuis)}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

✚ *Sens principal :*

▶ Aux Appuis 3T12

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 11.30\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{117.5210^3}{0,9 \times 380 \times 113} = 3\text{MPa.}$$

▶ En Travées 3T12

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{117.5210^3}{0,9 \times 380 \times 131} = 3\text{MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} > 3\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ *Sens secondaire :*

▶ Aux appuis 3T12

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 11.3\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{40.56 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113} = 1.20\text{MPa.}$$

▶ En travées 3T12

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{40.5610^3}{0,9 \times 330 \times 113} = 1.20\text{MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} > 1.2\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91Art 521) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

✚ **Sens principal:**

$$V_u = T_{\text{Max}} = 117.52 \text{ KN.}$$

$$D'o\grave{u} : \quad \tau_u = \frac{117.52 \times 10}{30 \times 38} = 1.03 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition v\^erifi\^ee.}$$

✚ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 40.56 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{40.56 \times 10}{30 \times 33} = 0.41 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee}$$

► **Influence de l'effort tranchant aux appuis : (BAEL 91 Art 521) :**

• **Influence sur le b\^eton :**

$$\text{Il faut v\^erifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,30 \times 16.67 \times 10^3 = 684.13 \text{ KN.}$$

$$V_u = 117.52 \leq 684.13 \text{ KN} \rightarrow \text{condition v\^erifi\^ee.}$$

✓ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 16.67 \times 10^3 = 594.12 \text{ KN.}$$

$$V_u = 40.56 \leq 594.12 \text{ KN} \rightarrow \text{condition v\^erifi\^ee.}$$

► **Influence sur les armatures :**

$$A_{\text{adopt}} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u : est pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la v\^erification n'est pas n\^ecessaire.

► **Sens principal :**

$$A_{\text{adopt}} = 6.88 \geq \frac{1,15}{400} \left(117.52 + \frac{47.57}{0,9 \times 0,38} \right).$$

$$A_{adopt} = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 0.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens secondaire :**

$$A_{adopt} = 6.78 \geq \frac{1,15}{400} \left(40.56 + \frac{17.47}{0,9 \times 0.33} \right).$$

$$A_{adopt} = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 0.30 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm}$$

Pour l'encrage 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 barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 17 \text{ cm.}$$

VII. 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 :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_{adopté}}$$

($A_{adopté}$: armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcule :} \quad \rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 d}.$$

$$\begin{array}{ccc} \text{Abaque} & & \text{Abaque} \\ \rho_1 \text{ -----} \rightarrow & \beta_1 & \text{-----} \rightarrow k_1 \end{array}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Les tableaux suivants récapitulent les résultats trouvés :

Vérification du ferrailage des poutres principale sur appuis à l'ELS									
zone	M _{smax}	A _{sadopté}	ρ_1	B1	K	σ_S [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	observation
zone I	-47.57	6,78	0.60	0.886	28.48	303.25	10.64	15	vérifiée
Zone II	-41.38	6.78	0.60	0.886	28.48	263.79	9.26	15	vérifiée
Zone III	-46.78	6.78	0.60	0.886	28.48	298.22	10.47	15	vérifiée
zone IV	-53.66	6.78	0.60	0.886	28.48	342.07	12.00	15	vérifiée

Vérification du ferrailage des poutres principale en travées à l'ELS									
zone	M _{smax}	A _{sadopté}	ρ_1	B1	K	σ_S [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	observation
Zone I	50.57	4.52	0.4	0.902	36.02	288.64	8.01	15	vérifiée
Zone II	32.13	3.39	0.4	0.902	36.02	306.76	8.51	15	vérifiée
Zone III	33.63	3.39	0.4	0.902	36.02	310.15	8.61	15	vérifiée
zone IV	38.53	3.39	0.4	0.902	36.02	359.46	9.98	15	vérifiée

Vérification du ferrailage des poutres secondaires sur appuis à l'ELS									
zone	M _{smax}	A _{sadopté}	ρ ₁	B ₁	K	σ _s [Mpa]	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	observation
Zone I	-17.47	6.78	0.69	0.897	29.64	118.58	4.00	15	vérifiée
Zone II	-28.95	6.78	0.69	0.897	29.64	196.50	6.62	15	vérifiée
Zone III	-39.29	6.78	0.69	0.897	29.64	266.69	9.00	15	vérifiée
zone IV	-49.00	6.78	0.69	0.897	29.64	332.6	11.22	15	vérifiée

Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS									
zone	M _{smax}	A _{sadopté}	ρ ₁	B ₁	K	σ _s [Mpa]	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	observation
Zone I	12.32	3.39	0.46	0.897	33.54	123.13	3.67	15	vérifiée
Zone II	21.506	3.39	0.46	0.897	33.54	214.94	6.408	15	vérifiée
Zone III	30.148	3.39	0.46	0.897	33.54	301.32	8.98	15	vérifiée
zone IV	39.517	3.39	0.46	0.897	33.54	394.96	11.77	15	vérifiée

Etat limite de fissuration (la flèche) :

- ✚ On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f° », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « f° ».

✚ Valeurs limites de la flèche

Pour $L \leq 5 \text{ m}$ $f^{\circ} = L/500$

AN $400/500=0.80$

La flèche tirée par etabs est : $f=0.0591$

CONCLUSION : la flèche est vérifiée

V-7 Vérification de RPA99 (version 2003) :❖ **Espacement des armatures :**✓ **Sens principale :**

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

-Zone courant

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20$$

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

✓ **Sens secondaire :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75 \cdot 14,4 \cdot 30\text{cm}) = 8,75\text{cm}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

-Zone courant

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5$$

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

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10}\right)$$

-Sens principale :

$$\Phi \leq \min(11,42 ; 14 ; 30) = 11,42\text{mm}$$

-Sens secondaire :

$$\Phi \leq \min(10 ; 14 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

On adopte pour les cas un diamètre de **8mm**

❖ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$.

-Sens principale :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

-Sens secondaire :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

I - INTRODUCTION :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

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.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

II - RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA99 RÉVISÉ 2003 :

1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 45) : A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{max} = 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **14[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone II_a**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

3. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

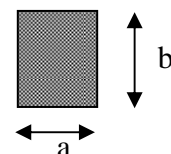
A_t : Armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

III- EXPOSÉ DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

a) *Calcul de centre de pression* : $e = \frac{M_u}{N_u}$

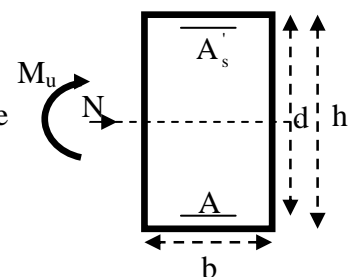
La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve a l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

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

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$



Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

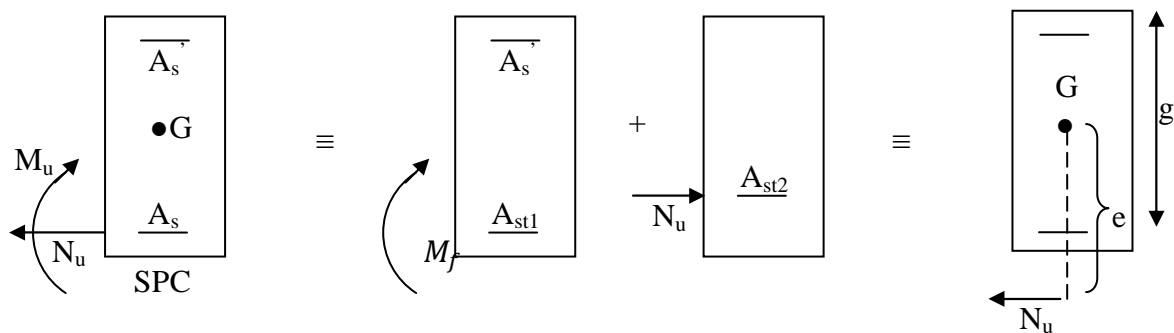
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

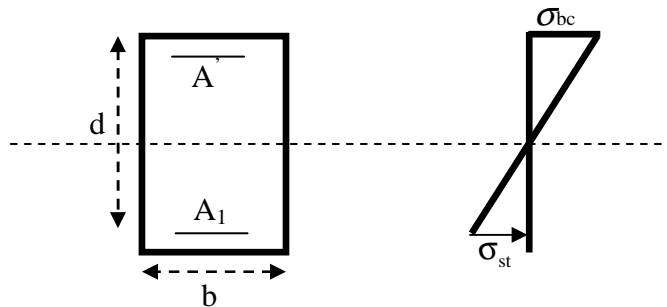
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **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 :

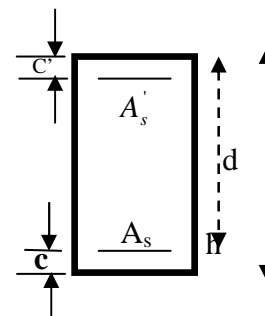
1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$



$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 \langle N_u (d - c') \rangle \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

IV- VÉRIFICATIONS À L'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

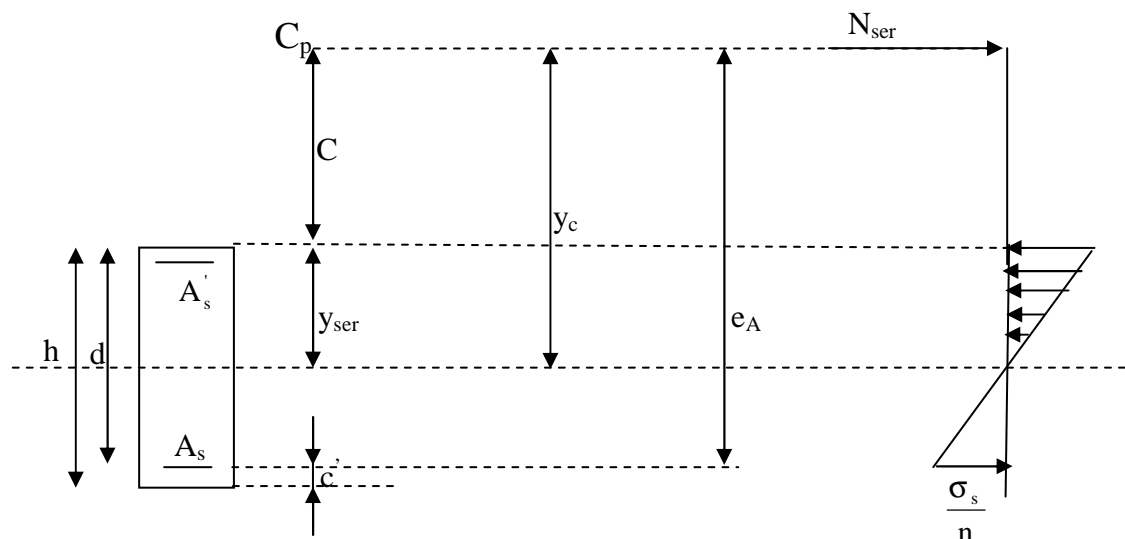
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \langle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \rangle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ Section partiellement comprimée :

**Position de centre de pression**

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$. puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

➤ **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.

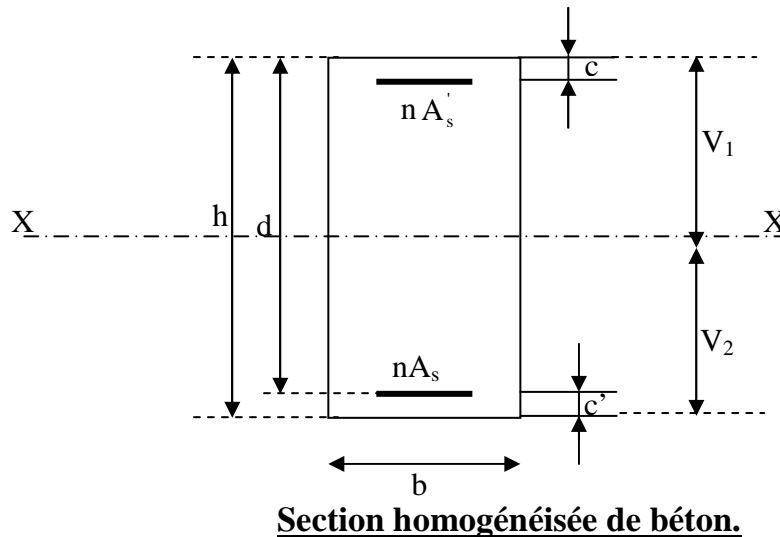
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

➤ **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A_s' (y_{\text{ser}} - c')^2 \right]$$



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 : $K = \frac{N_{\text{ser}} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = Ky_{\text{ser}}, \sigma_s = nK(d - y_{\text{ser}})$ 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'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A_s' (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

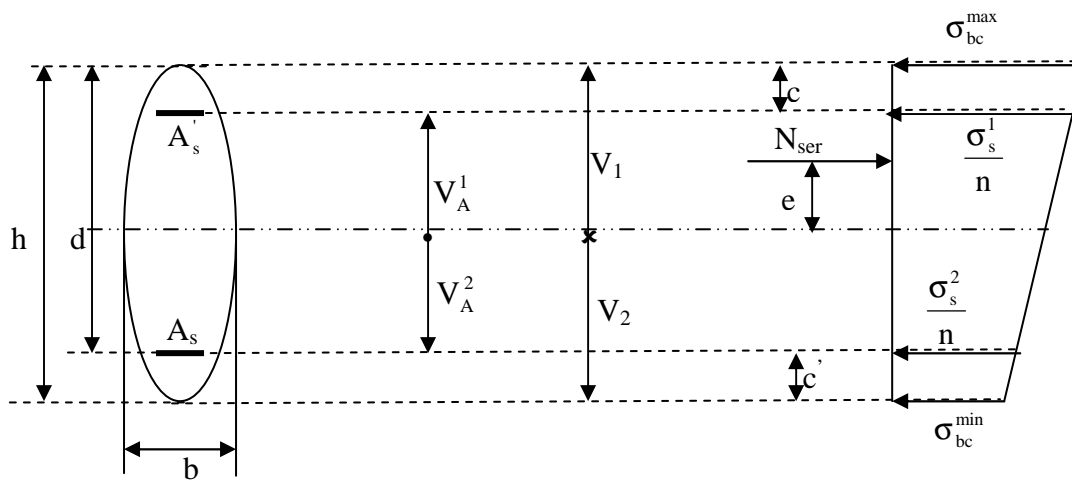
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ FERRAILAGE DES POTEAUX (55 X 55)

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix Des barres
N_{min} → M_{corr}	$N_{min} = 1034.99$ KN						$N_{min} = 518.24$ KN						24.2	24.88	4 HA20 + 8 HA 14	
	M3 = 1.773KN.m			M2 = 7.05 KN.m			M3 = 0.772 KN.m			M2 = 3.218KN.m						
	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
N_{max} → M_{corr}	$N_{max} = 2277.9$ KN						$N_{max} = 1652.44$ KN						24.2	24.88	4 HA20 + 8 HA 14	
	M3 = 0.446 KN.m			M2 = 10.604 KN.m			M3 = 0.322 KN.m			M2 = 7.262KN.m						
	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)	obs.	A _s (cm)	A _s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
M_{3max} → N_{corr}	$M_{3max} = 9.599$ KN.m → $N_{corr} = -1456.72$						$M_{3max} = 6.91$ KN.m → $N_{corr} = -1061.26$						24.2	24.88	4 HA20 + 8 HA 14	
	obs.	A _s (cm)		A _s (cm)		obs.	A _s (cm)		A _s (cm)							
	S.E.C	0.00		0.00		S.P.C	0.33		0.00							
M_{2max} → N_{corr}	$M_{2max} = -42.389$ KN.m → $N_{corr} = -1376.36$						$M_{2max} = -29.864$ KN.m → $N_{corr} = -1002.8$						24.2	24.88	4 HA20 + 8 HA 14	
	obs.	A _s (cm)		A _s (cm)		obs.	A _s (cm)		A _s (cm)							
	S.E.C	0.00		0.00		S.E.C	0.00		0.00							

➤ FERRAILAGE DES POTEAUX (50 X 50)

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{min} → M_{corr}	$N_{min} = 713.28$ KN						$N_{min} = 356.22$ KN						20	20.36	4HA16 +8HA 14	
	M3 = 3.379 KN.m			M2 = 11.993 KN.m			M3 = 1.52 KN.m			M2 = 5.573KN.m						
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
N_{max} → M_{corr}	$N_{max} = 1632.51$ KN						$N_{max} = 1186.13$ KN						20	20.36	4HA16 +8HA 14	
	M3 = 5.893KN.m			M2 = 7.247 KN.m			M3 = 4.258 KN.m			M2 = 5.205 KN.m						
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
M_{3max} → N_{corr}	$M_{3max} = 14.17$ KN.m → $N_{corres} = -1267.28$						$M_{3max} = 10.251$ KN.m → $N_{corres} = -920.81$						20	20.36	4HA16 +8HA 14	
	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C		0.00	0.00	S.E.C		0.00	0.00	S.E.C		0.00	0.00				
M_{2max} → N_{corr}	$M_{2max} = -20.40$ KN.m → $N_{corres} = -1025.46$						$M_{2max} = -14.761$ KN.m → $N_{corres} = -746.89$ KN						20	20.36	4HA16 +8HA 14	
	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C		0.00	0.00	S.E.C		0.00	0.00	S.E.C		0.00	0.00				

➤ FERRAILAGE DES POTEAUX (45 X 45)

		Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{dopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{min} → M_{corr}	$N_{min} = 437.9 \text{ KN}$						$N_{min} = 218.19 \text{ KN}$						16.2	20.36	4HA16+ 8 HA14	
	$M3 = 4.348 \text{ KN.m}$			$M2 = 16.488 \text{ KN.m}$			$M3 = 1.982 \text{ KN.m}$			$M2 = 7.797 \text{ KN.m}$						
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
N_{max} → M_{corr}	$N_{max} = 1099.65 \text{ KN}$						$N_{max} = 799.02 \text{ KN}$						16.2	20.36	4HA16+ 8 HA14	
	$M3 = 9.957 \text{ KN.m}$			$M2 = 3.656 \text{ KN.m}$			$M3 = 7.201 \text{ KN.m}$			$M2 = 2.649 \text{ KN.m}$						
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
M_{3max} → N_{corr}	$M_{3max} = 18.8 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -768.22$						$M_{3max} = 13.6 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -558.32$						16.2	20.36	4HA16+ 8 HA14	
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
M_{2max} → N_{corr}	$M_{2max} = -20.258 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -456.08$						$M_{2max} = -14.7 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -332.68$						16.2	20.36	4HA16+ 8 HA14	
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)				
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				

➤ FERRAILLAGE DES POTEAUX (40X40):

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{min} → M_{corr}	$N_{min}=95.45$ KN						$N_{min}= 50.17$ KN						12.8	18.47	12 HA 14
	$M3 = 18.03$ KN.m			$M2 = 11.909$ KN.m			$M3 = 0.884$ KN.m			$M2 = 9.843$ KN.m					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00			
N_{max} → M_{corr}	$N_{max}=613.18$						$N_{max}=445.72$ KN								
	$M3 = 12.418$ KN.m			$M2 = 1.405$ KN.m			$M3 = 8.986$ KN.m			$M2 = 1.019$ KN.m					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00			
M_{3max} → N_{corr}	$M_{3max} = 23.078$ KN.m → $N_{corres} = -160.49$						$M_{3max} = 16.701$ KN.m → $N_{corres} = -117.09$								
	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)			obs.		A_s (cm)	A_s (cm)					
	S.E.C		0.00	0.00			S.E.C		0.00	0.00					
M_{2max} → N_{corr}	$M_{2max} = -28.478$ KN.m → $N_{corres} = -179.51$						$M_{2max} = -20.71$ KN.m → $N_{corres} = -131.01$								
	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)			obs.		A_s (cm)	A_s (cm)					
	S.E.C		0.00	0.00			S.E.C		0.00	0.00					

V. VÉRIFICATION À L'ELS :**➤ Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} : 348 \text{ Mpa (Contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\bar{\sigma}_b : 15 \text{ Mpa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes su béton et de l'acier se fera dans les deux directions x – x et y – y.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inferieurs.

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Poteaux (55x55):*Sens x - x :*

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1652.44	0.322	9.36+9.36	5.01	75.1	4.99	74.9	15	348	<i>vérifiée</i>
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	754.77	1.278	9.36+9.36	2.32	34.8	2.25	33.7	15	348	<i>vérifiée</i>
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1061.3	6.914	9.36+9.36	3.41	50.9	3.01	45.4	15	348	<i>vérifiée</i>

Sens y-y

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1652.4	7.262	9.36+9.36	5.21	77.8	4.78	72.1	15	348	<i>Vérifiée</i>
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	754.77	5.102	9.36+9.36	2.43	36.3	2.13	32.2	15	348	<i>Vérifiée</i>
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1002.8	29.864	9.36+9.36	3.92	57,3	2.15	33.7	15	348	<i>Vérifiée</i>

❖ *Poteaux (50x50) :*

Sens x - x :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Obs
<i>N_{max} → M_{corr}</i>	1186.13	4.258	7.1+7.1	4.54	67.8	4.2	63.3	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>N_{min} → M_{corr}</i>	520.05	2.443	7.1+7.1	2.01	30	1.82	27.5	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>M_{max} → N_{corr}</i>	920.81	10.251	7.1+7.1	3.8	56.3	2.98	45.5	15	348	<i>Vérifiée</i>

Sens y-y

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Obs
<i>N_{max} → M_{corr}</i>	1186.13	5.205	7.1+7.1	4.58	68.3	4.16	62.8	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>N_{min} → M_{corr}</i>	520.05	8.692	7.1+7.1	2.27	33.4	1.57	24.2	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>M_{max} → N_{corr}</i>	746.89	14.761	7.1+7.1	3.34	49.1	2.16	33.5	15	348	<i>Vérifiée</i>

❖ *Poteaux (45x45) :**Sens x – x*

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	799.02	7.201	7.1+7.1	3.95	58.5	3.19	48.6	15	348	Vérifiée
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	319.21	3.146	7.1+7.1	1.59	23.6	1.26	19.2	15	348	Vérifiée
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	354.02	11.187	7.1+7.1	2.18	31.5	0.99	16	15	348	Vérifiée

Sens y-y

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Obs
$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	799.02	2.649	7.1+7.1	3.71	55.4	3.43	51.7	15	348	Vérifiée
$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	319.21	11.966	7.1+7.1	2.06	29.7	0.79	13.1	15	348	Vérifiée
$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	332.68	14.7	7.1+7.1	2.27	32.5	0.7	12.1	15	348	Vérifiée

❖ *Poteaux (40x40) :*

Sens x – x

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)	Obs
<i>N_{max} → M_{corr}</i>	445.72	8.986	6.16+6.16	3.17	46.1	1.82	28.9	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>N_{min} → M_{corr}</i>	70.22	13.19	6.16+6.16	1.65	21.2	0	-19	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>M_{max} → N_{corr}</i>	117.09	16.701	6.16+6.16	2.1	27.8	0	-13.7	15	348	<i>Vérifiée</i>

Sens y-y

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)	Obs
<i>N_{max} → M_{corr}</i>	445.72	1.019	6.16+6.16	2.57	38.4	2.42	36.5	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>N_{min} → M_{corr}</i>	70.22	8.674	6.16+6.16	1.11	14.9	0	-4.66	15	348	<i>Vérifiée</i>
<i>M_{max} → N_{corr}</i>	131.01	20.71	6.16+6.16	2.59	34	0	-21.6	15	348	<i>Vérifiée</i>

CONCLUSION :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI- RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA99 :**➤ Le pourcentage maximal :**

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement (ZR).} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adopté (cm)	$A_{max}(Z_C)$	$A_{max}(Z_R)$	Observation
RDC, 1 et 2	55x55	24.88	121	181.5	<i>vérifiée</i>
3, 4 et 5	50x50	20.36	100	150	<i>vérifiée</i>
6, 7, 8 et 9	45x45	20.36	81	121.5	<i>vérifiée</i>
10, 11 et 12	40x40	18.47	64	96	<i>vérifiée</i>

(Exemple de calcul pour le **RDC**)

➤ Diamètre des aciers :

D'après le (**BAEL 91**) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.}$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

Soit 4 HA 8 = $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**a) En zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,4, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

$S_t = 10 \text{ cm.}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 21\text{cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10\text{cm.}$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 15\text{cm.}$$

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ **Poteaux de RDC :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{408-60}{6}, 55, 55, 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60\text{ cm}$

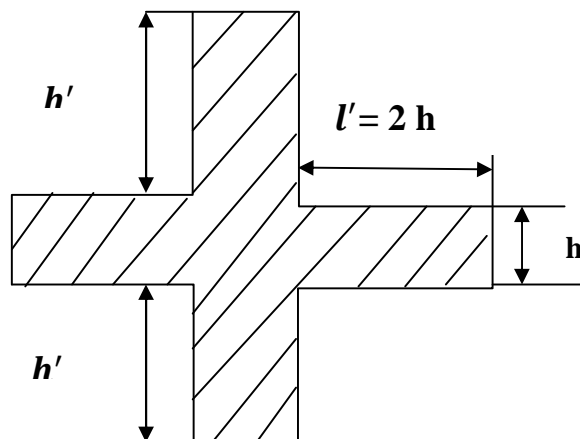
Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

➤ **Poteaux d'étage courant :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306-60}{6}, 55, 55, 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60\text{ cm}$

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad L_f = 0.7 h_e$$

➤ **Pour le cas le plus défavorable :**

$$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.856}{0.40} = 7.14$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

SECTIONS (CM2)	λ_g	ρ_B	τ_{bu} (Mpa)
55x55	5.19	0.075	1.875
50x50	4.28	0.04	1
45x45	4.76	0.04	1
40x40	5.35	0.075	1.875

- **Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{39.88 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.269 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{34.49 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.233 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{44.26 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.234 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{46.34 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.245 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (50 x 50)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{52.5 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.221 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{54.06 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.230 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (55 x 55) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{47.85 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.167 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{44.63 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.156 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ Mpa}$$

➤ **Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)**

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

I . INTRODUCTION :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

II . EXPOSÉ DE LA MÉTHODE DE CALCUL:

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « d » :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l/3)$$

l : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

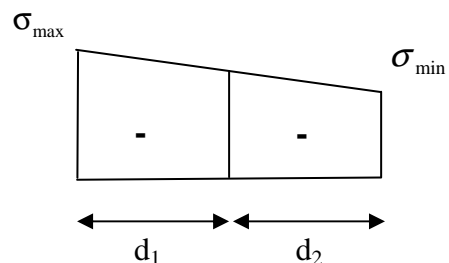
- **Zone I** : RDC ; 1^{ème} ; 2^{ème}
- **Zone II** : 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème}
- **Zone III** : 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème} ; 9^{ème}
- **Zone IV** : 10^{ème} ; 11^{ème} ; 12^{ème}

III . FERRAILAGE SECTION ENTIÈREMENT COMPRIMÉ :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \cdot \sigma_1$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures minimales :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

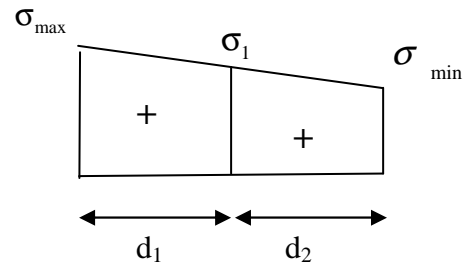
$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

IV . FERRAILAGE SECTION ENTIÈREMENT TENDUE :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

✓ **Armatures verticales minimales :**

$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

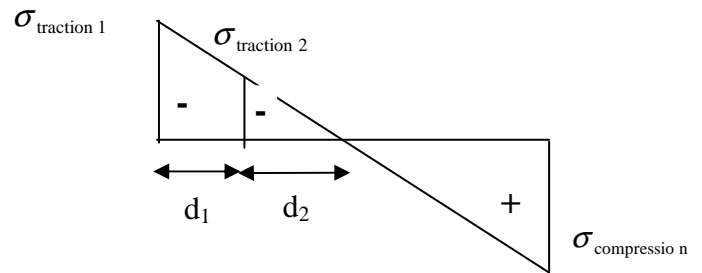
$A_{\min} \geq 0.002B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1**).

B : section du tronçon considéré

V. FERRAILLAGE SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉ :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}}}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

✓ Armatures verticales minimales :

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

✓ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

VI. RÈGLES COMMUNES DU RPA POUR LES ACIERS VERTICAUX ET HORIZONTAUX (ART 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Dispositions constructives :

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

VII . VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :**➤ (Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ Avec } V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}} \cdot$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ Art 5.1.1 BAEL 91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa.}$$

VIII . VÉRIFICATION À L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

✚ Exemples de calculs :

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la **zone I**:

$$L=3.075\text{m}; e_p = 20\text{cm}; B=0,615\text{m}^2$$

$$\sigma_{max} = 6352,86[\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_{min} = -5142,03[\text{KN/m}^2]$$

La section est partiellement comprimée

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur **d** :

➤ **Section partiellement comprimé :**

• **Calcul de d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_C}{3}\right)$$

❖ **Longueur de la zone comprimée : L_c**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} . L = 1.70 \text{ m.}$$

❖ **Longueur de la zone tendue : L_t**

$$L_t = L - L_c = 3.075 - 1.70 = 1.38 \text{ m.}$$

❖ **Calcul de la longueur :(d)**

$$\text{Soit un tronçon : } d = L_t / 2 = 0,69$$

a) **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = 2571.015 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 530,48 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e = 176.827 \text{ KN}$$

b) **Calcul des armatures :**

• **Armatures verticales :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 13.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 4.42 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 16,31 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{\max} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B\right)$$

$$A_{1\min} \geq 7,22\text{cm}^2$$

$$A_{2\min} = 4,42\text{m}^2$$

Les armatures adoptées :

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 27,71\text{cm}^2 / \text{bande.}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 12,32\text{cm}^2 / \text{bande.}$$

• **Le ferrailage a adopté :**

$$A_1 = 27,71\text{cm}^2 \Rightarrow 2X9HA14.$$

$$A_2 = 15,4\text{cm}^2 \Rightarrow 2X5HA14.$$

c) **Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15\% B\right) \Rightarrow A_H = 6,93\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 9HA10 \Rightarrow A_H = 7,02\text{cm}^2 / \text{ml } e = 20\text{cm.}$$

d) **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par m².

e) **Espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :
 $S_t \leq \min(1,5.e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

IX . VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :

• Selon le R.P.A99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5MPa.$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4 \cdot V_{Ucalcul}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9.h.

h : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 423,68 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3075} = 1,07MPa.$$

• Selon le B.A.E.L91 :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \cdot d} = \frac{423,68 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3075} = 0,76MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,25MPa.$$

Fissuration peut nuisible.

VÉRIFICATION À L'E.L.S :

Nous devons vérifiée que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15 \cdot A_v} \text{ Avec } B = I e = 0.615m^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3094.47 \times 10^3}{3075 \times 200 + 15 \times 27.71 \times 10^2} = 4.58MPa \Rightarrow C.V$$

Le reste de calcule est résumé dans les tableaux suivantes :

Voiles Transversaux : Voile :V_{T1}

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,05	5	4,95	4,9		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	1,01	1	0,99	0,98		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5401,87	3219,55	1690,14	1056,07		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3263,92	-2773,12	-2360,7	-1903,98		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	659,92	553,94	395,06	241,38		
	L _t (m)	1,90	2,31	2,88	3,15		
	L _c (m)	3,15	2,69	2,07	1,75		
	d (m)	0,951	1,157	1,442	1,576		
	σ_1 [KN/m ²]	1631,960	1386,560	1180,350	951,990		
	N (kN)	N ₁	465,61	481,23	510,74	450,07	
		N ₂	155,204	160,408	170,248	150,024	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,64	12,03	12,77	11,25	
		A _{v2}	3,88	4,01	4,26	3,75	
	A _{vj} (cm ²)		25,41	21,33	15,21	9,29	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17,99	17,36	16,57	13,58	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,88	9,34	8,06	6,07	
	A _{min} (cm ²)		9,99	12,15	15,14	16,55	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	27,71	24,86	23,4	20,28	
		Bonde 2	21,56	20,34	17,16	15,60	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA14	2 x 11HA12	2 x 15HA10	2 x 13HA10
			Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 9HA12	2 x 11HA10	2 x 10HA10
S _t (cm)		Bonde1	7 cm	10cm	10 cm	13 cm	
		Bonde 2	15 cm	13cm	13cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			5,71	6,94	6,00	6,00	
A _H /nappe (cm ²)			6,93	5,09	3,54	3,54	
Choix des barres/nappe (cm ²)			9HA10/nappe	9HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	
ep =20cm			(A=7.02cm ²)	(A=7.02cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,726	0,615	0,443	0,274	
		τ_b (MPa)	1,016	0,862	0,621	0,383	
	ELS	N _s (kN)	3486,68	2616,99	1830,5	1046,25	
		σ_b (MPa)	3,26	2,51	1,79	1,04	

Voile : V_{T2}

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,04	4	3,95	3,9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,808	0,8	0,79	0,78	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4503,88	2641,63	1443,47	1490,42	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3040,04	-2615,28	-2090,23	-1568,37	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	447,07	336,71	249,93	164,13	
	L _t (m)	1,63	1,99	2,34	2,00	
	L _c (m)	2,41	2,01	1,61	1,90	
	d (m)	0,814	0,995	1,168	1,000	
	σ_1 [KN/m ²]	1520,020	1307,640	1045,115	784,185	
	N (kN)	N ₁	371,20	390,33	366,28	235,22
		N ₂	123,732	130,109	122,094	78,406
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,28	9,76	9,16	5,88
		A _{v2}	3,09	3,25	3,05	1,96
	A _{vj} (cm ²)		17,21	12,96	9,62	6,32
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13,58	13,00	11,56	7,46
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,09	6,49	5,46	3,54
	A _{min} (cm ²)		8,55	10,45	12,27	10,50
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	27,71	20,36	18,72	18,72
Bonde 2		15,40	13,56	12,48	12,48	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA14	2 x 9HA12	2 x 12HA10	2 x 12HA10
		Bonde 2	2 x 5HA14	2 x 6HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	13cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,88	5,97	6,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,54	3,54
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe
ep =20cm		(A=7.02cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,615	0,468	0,352	0,234
		τ_b (MPa)	0,861	0,655	0,492	0,327
	ELS	N _s (kN)	2867,73	2137,06	1486,1	164,13
σ_b (MPa)		3,30	2,53	1,81	0,20	

Voile : V_{T3}

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,55	3,5	3,45	3,4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,71	0,7	0,69	0,68		
Zones	σ_{max} [KN/m ²]	3761,76	2202,61	1221,26	1129,74		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3446,26	-2992,9	-2499,53	-1939,93		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	339,74	232,61	173,76	114,58		
	L _t (m)	1,70	2,02	2,32	2,15		
	L _c (m)	1,85	1,48	1,13	1,25		
	d (m)	0,849	1,008	1,159	1,074		
	σ_1 [KN/m ²]	1723,130	1496,450	1249,765	969,965		
	N (kN)	N ₁	438,70	452,57	434,47	312,62	
		N ₂	146,234	150,857	144,824	104,208	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10,97	11,31	10,86	7,82	
		A _{v2}	3,66	3,77	3,62	2,61	
	A _{vj} (cm ²)		13,08	8,96	6,69	4,41	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14,24	13,55	12,53	8,92	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,66	6,01	5,29	3,71	
	A _{min} (cm ²)		8,91	10,59	12,17	11,28	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	27,71	20,36	18,72	18,72	
		Bonde 2	15,4	13,56	12,48	12,48	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA14	2 x 9HA12	2 x 12HA10	2 x 12HA10
			Bonde 2	2 x 5HA14	2 x 6HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	15 cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,09	6,05	6,00	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,54	3,54		
Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe		
ep =20cm		(A=7.02cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,532	0,369	0,280	0,187	
		τ_b (MPa)	0,744	0,517	0,392	0,262	
	ELS	N _s (kN)	2983,6	2243,35	1565,1	890,42	
σ_b (MPa)		3,87	3,01	2,17	1,25		

Voiles longitudinaux : Voile : V_{L1}

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,075	3,05	3,025	3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,615	0,61	0,605	0,6	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6352,86	2805,13	1379,03	1563,86	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5142,03	-4326,4	-3407,14	-2279,91	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	423,68	391,94	340,38	228,86	
	L _t (m)	1,38	1,85	2,15	1,78	
	L _c (m)	1,70	1,20	0,87	1,22	
	d (m)	0,688	0,925	1,077	0,890	
	σ_1 [KN/m ²]	2571,015	2163,200	1703,570	1139,955	
	N (kN)	N ₁	530,48	600,39	550,27	304,27
		N ₂	176,827	200,129	183,424	101,424
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13,26	15,01	13,76	7,61
		A _{v2}	4,42	5,00	4,59	2,54
	A _{vj} (cm ²)		16,31	15,09	13,10	8,81
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17,34	18,78	17,03	9,81
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,42	8,78	7,86	4,74
	A _{min} (cm ²)		7,22	9,71	11,31	9,34
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde 1	27,71	20,36	18,72	18,72
Bonde 2		15,4	13,56	12,48	12,48	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 x 9HA14	2 x 9HA12	2 x 12HA10	2 x 12HA10
		Bonde 2	2 x 5HA14	2 x 6HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10
	S _t (cm)	Bonde 1	7 cm	10cm	9 cm	7 cm
		Bonde 2	13cm	15cm	13cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,13	5,55	6,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,54	3,54
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe
	ep =20cm		(A=7.02cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,765	0,714	0,625	0,424
		τ_b (MPa)	1,072	0,999	0,875	0,593
	ELS	N _s (kN)	3094,47	2399,78	1730,5	1016,68
		σ_b (MPa)	4,58	3,67	2,72	1,61

Voile : V_{L2}

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,55	4,5	4,45	4,4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,91	0,9	0,89	0,88		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5153,4	2338,15	1600,92	2398,48		
	σ_{min} [KN/m ²]	-4290,66	-3619,09	-3061,73	-2411,94		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	751,08	543,24	371,39	237,72		
	L _t (m)	2,07	2,73	2,92	2,21		
	L _c (m)	2,48	1,77	1,53	2,19		
	d (m)	1,034	1,367	1,461	1,103		
	σ_1 [KN/m ²]	2145,330	1809,545	1530,865	1205,970		
	N (kN)	N ₁	665,22	742,04	671,00	399,08	
		N ₂	221,738	247,347	223,667	133,028	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,63	18,55	16,77	9,98	
		A _{v2}	5,54	6,18	5,59	3,33	
	A _{vj} (cm ²)		28,92	20,91	14,30	9,15	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	23,86	23,78	20,35	12,27	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,54	11,41	9,17	5,61	
	A _{min} (cm ²)		10,85	14,35	15,34	11,58	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	27,71	24,86	23,4	20,28	
		Bonde 2	21,56	20,34	17,10	15,60	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA14	2 x 11HA12	2 x 15HA10	2 x 13HA10
			Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 9HA12	2 x 11HA10	2 x 10HA10
S _i (cm)		Bonde1	10 cm	13cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	17cm	15cm	13cm	13cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			6,20	8,20	6,00	6,00	
A _H /nappe (cm ²)			6,93	5,09	3,54	3,54	
Choix des barres/nappe (cm ²)			9HA10/nappe	11HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	
ep =20cm			(A=7.02cm ²)	(A=8.58cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,917	0,671	0,464	0,300	
		τ_i (MPa)	1,284	0,939	0,649	0,420	
	ELS	N _s (kN)	4278,14	3225,85	2276,78	1314,98	
		σ_i (MPa)	4,41	3,42	2,47	1,44	

Voile : V_{L3} (salle machine)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,275	2,25	2,225	2,2		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,51	0,5	0,49	0,48		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3382,66	1815,07	843,35	542,15		
	σ_{min} [KN/m ²]	-4039,94	-3325,92	-2521,91	-1571,01		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	388,2	388,2	331,64	171,2		
	L _t (m)	1,39	1,62	1,84	1,78		
	L _c (m)	1,16	0,88	0,61	0,62		
	d (m)	0,694	0,809	0,918	0,892		
	σ_1 [KN/m ²]	2019,970	1662,960	1260,955	785,505		
	N (kN)	N ₁	420,53	403,44	347,27	210,23	
		N ₂	140,176	134,480	115,757	70,077	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10,51	10,09	8,68	5,26	
		A _{v2}	3,50	3,36	2,89	1,75	
	A _{v1} (cm ²)		14,95	14,95	12,77	6,59	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v1} /4	14,25	13,82	11,87	6,90	
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	3,50	7,10	6,09	3,40	
	A _{min} (cm ²)		7,29	8,49	9,64	9,37	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	20,36	18,72	18,72	18,72	
		Bonde 2	13,56	12,48	12,48	12,48	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA12	2 x 12HA10	2 x 12HA10	2 x 12HA10
			Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10	2 x 8HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	7cm	7 cm	7 cm	
		Bonde 2	13cm	10cm	10cm	10cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,16	4,85	6,00	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,54	3,54		
Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe		
ep =20cm		(A=7.02cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,846	0,863	0,752	0,396	
		τ_b (MPa)	1,184	1,208	1,053	0,555	
	ELS	N _s (kN)	1554,07	4446,12	3508,48	2573,02	
		σ_b (MPa)	2,73	8,17	6,74	5,04	

Voile : V_{T4} (salle machine)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,275	2,25	2,225	2,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,51	0,5	0,49	0,48	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3341,91	2939,52	2914,2	2315,61	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5027,29	-4668,75	-4214,59	-3613,19	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	390,97	388,2	331,64	230,28	
	L_t (m)	1,53	1,53	1,45	1,46	
	L_c (m)	1,02	0,97	1,00	0,94	
	d (m)	0,766	0,767	0,724	0,731	
	σ_1 [KN/m ²]	2513,645	2334,375	2107,295	1806,595	
	N (kN)	N ₁	577,54	537,18	457,85	396,36
		N ₂	192,515	179,059	152,616	132,119
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14,44	13,43	11,45	9,91
		A _{v2}	4,81	4,48	3,82	3,30
	A _{vj} (cm ²)		15,05	14,95	12,77	8,87
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18,20	17,17	14,64	12,13
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,81	8,21	7,01	5,52
	A _{min} (cm ²)		8,04	8,05	7,60	7,68
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	20,36	18,72	18,72	18,72
Bonde 2		13,56	12,48	12,48	12,48	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA12	2 x 12HA10	2 x 12HA10	2 x 12HA10
		Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10	2 x 8HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	7cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	13cm	10cm	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,60	4,60	6,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,54	3,54
	Choix des barres/nappe (cm ²) ep =20cm		9HA10/nappe (A=7.02cm ²)	8HA10/nappe (A=6.24cm ²)	8HA10/nappe (A=6.24cm ²)	8HA10/nappe (A=6.24cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,852	0,863	0,752	0,533
		τ_b (MPa)	1,193	1,208	1,053	0,746
	ELS	N _s (kN)	4446,12	3508,48	2573,02	1554,07
σ_b (MPa)		7,80	6,45	4,94	3,04	

Voile : V_{T5} (salle machine)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	0,4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3126,97	2939,52	2914,2	2315,61	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5027,29	-4668,75	-4214,59	-3613,19	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	390,97	388,2	331,64	230,28	
	L _t (m)	1,23	1,23	1,18	1,22	
	L _c (m)	0,77	0,77	0,82	0,78	
	d (m)	0,617	0,614	0,591	0,609	
	σ_1 [KN/m ²]	2513,645	2334,375	2107,295	1806,595	
	N (kN)	N ₁	464,92	429,74	373,75	330,30
		N ₂	154,972	143,247	124,585	110,099
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,62	10,74	9,34	8,26
		A _{v2}	3,87	3,58	3,11	2,75
	A _{vj} (cm ²)		15,05	14,95	12,77	8,87
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15,39	14,48	12,54	10,47
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,87	7,32	6,31	4,97
	A _{min} (cm ²)		6,47	6,44	6,21	6,40
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	18,08	17,16	17,16	17,16
Bonde 2		13,56	12,48	12,48	12,48	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 8HA12	2 x 11HA10	2 x 11HA10	2 x 11HA10
		Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 8HA10	2 x 8HA10	2 x 8HA10
	S _t (cm)	Bonde1	7 cm	7cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,70	3,68	6,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,54	3,54
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA10/nappe	8HA12/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe
ep =20cm		(A=7.02cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,086	1,078	0,921	0,640
		τ_b (MPa)	1,520	1,510	1,290	0,896
	ELS	N _s (kN)	6097,08	4808,53	3526,87	2130,03
σ_b (MPa)		13,25	10,83	8,19	4,95	

1. INTRODUCTION :

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles Continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

✓ Fondations superficielles:

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

✓ Fondation semi-profonde:

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

✓ Fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

2. ETUDE DU SOL DE FONDATION :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible 2 bars.

1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

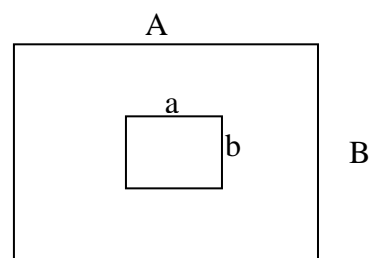
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple :

$$N_{ser} = 1652.44 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.90 \text{ m}$$



Remarque : Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

2. Semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant

TABLEAU 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	3081.52	5.05	3.05	15.40
VT2	2591.00	4.5	3.19	12.92
VT3	2610.13	3.55	3.67	13.03
				$\Sigma = 82.70$

TABLEAU 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	3693.47	4.55	4.05	16.40
VL2	2594.43	3.075	4.22	12.98
				Σ=58.64

$$S_v = \sum S_i = 141.34 \text{ m}^2 \text{ avec :}$$

S_v : surfaces totales des semelles filantes sous voiles.

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale

✓ Etape de calcul :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

✓ *Application :*

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	674.26	11.20	7551.71	-0.989
2	1652.44	7.2	11897.56	-0.322
3	1473.71	3.2	4715.87	1.284
4	1118.4	0	0	0.403
5	1465.67	-3.2	-4690.14	-0.483
6	1664.93	-7.2	-11987.49	1.126
7	664.91	-11.20	-7446.99	1.692
	8714.32		$\Sigma = 40.52$	$\Sigma = 2.71$

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = 0m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = 0m$ Les contraintes sont uniformément réparties.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} = 8714.32 / 21.85 = 398.82 \text{ kn/m}^2$$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q}{\sigma_{sol}} = \frac{398.82}{200} = 2m \text{ on prend } B = 2.50m$$

- La surface totale de la semelle filante sous poteaux :

$$S = (2.5 \times 22.4) \times 4 + (2.5 \times 14.4 \times 2) = \mathbf{296 \text{ m}^2}$$

$$S_{bat} = \mathbf{353.6 \text{ m}^2}$$

➤ **La surface totale des semelles filantes :**

$$S_T = S_{TP} + S_{TV} = 296 + 141.34 = 437.34 \text{ m}^2$$

$$S_{BAT} = 353.6 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = 1.23\%$$

La surface des semelles représente 1.23% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, Occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**

4. CALCUL DU RADIER GÉNÉRAL :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

❖ Pré dimensionnement du radier :**a-1 /Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

a-2/Selon la condition forfaitaire :

- **Dalle :** la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm} ; \text{ Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Nervure:** $h_p \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} ;$

a-3/condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

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 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.00 \text{ m}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_N = 100 \text{ cm}$ (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30 \text{ cm}$ (Épaisseur de la dalle de radier).

$b_n = 55 \text{ cm}$ (Largeur de la nervure).

❖ détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

La surface du bâtiment supérieur à celle du radier, les règles du BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 390 \text{ m}^2$

• COMBINAISONS D'ACTIONS :

$G = 53046.88 \text{ KN}$ (Les résultats du l'ETABS)

$Q = 9156.64 \text{ KN}$

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 85348.24 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 62203.52 \text{ KN}$

a-4/Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$L'ELU : \quad S_{\text{nrad}} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{85348.24}{1.33 \times 200} = 320.85 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : \quad S_{\text{nrad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{62203.52}{200} = 311 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}} ; S_{\text{rad}}) = 320.85 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} > S_{\text{nrad}} \dots \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Charge permanente :**

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (poids de débord)

$$G_{rad} = [(353.6 \times 0.3) + [(0.55 \times 1 \times 18 \times 5) + (0.55 \times 1 \times 11.8 \times 2)] + (72.8 \times 0.5)] \times 25$$

$$G_{rad} = 4357.2 \text{ Kn}$$

- **ELU:** $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 91230.46 \text{ KN}$
- **ELS :** $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 66560.72 \text{ KN}$

5. VÉRIFICATION :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{91230.46}{390} \times \frac{4,5}{2} = 526 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{526 \cdot 1000}{1000 \cdot 270} = 1.94 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

- caractéristiques géométriques :

$$X_G = 10,69 \text{ m}$$

$$y_G = 8,62$$

$$I_{xx} = 9129.31 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14040.38 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

✓ **Sens transversal :**

L'ELU :

On doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{KN/m}^2$

$$M = M_0 + T_0 h = 79176.75 + 1 \cdot 2880.51 = 81193.10 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M \cdot X_G}{I_{yy}} = \frac{91203.46}{390} \pm \frac{81193.1 \times 10.69}{14040.38}$$

$$\sigma_1 = 239.63 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 228 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 236.72 \text{KN/m}^2 \leq 266 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M \cdot X_G}{I_{yy}} = \frac{66560.72}{390} \pm \frac{81193.1 \times 10.69}{14040.38}$$

$$\sigma_1 = 232.47 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 108.85 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 201.56 \text{KN/m}^2 \leq 266 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens transversal :**

L'ELU

$$M = 16470.43 + 558.39 \cdot 1 = 16861.30 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \pm \frac{M \cdot Y_G}{I_{xx}} = \frac{91203.46}{390} \pm \frac{16861.3 \times 8.62}{9129.31}$$

$$\sigma_1 = 249.78 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 217.14 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 241.62 \text{KN/m}^2 \leq 266 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'ELS :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{radier}} \pm \frac{M.Y_G}{I_{xx}} = \frac{66560.72}{390} \pm \frac{16861,3 \times 8,62}{9129,31}$$

$$\sigma_1 = 186,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 154,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 178,62 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification au poinçonnement : (art A.5.2 4 BAEL)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : la hauteur de la nervure.

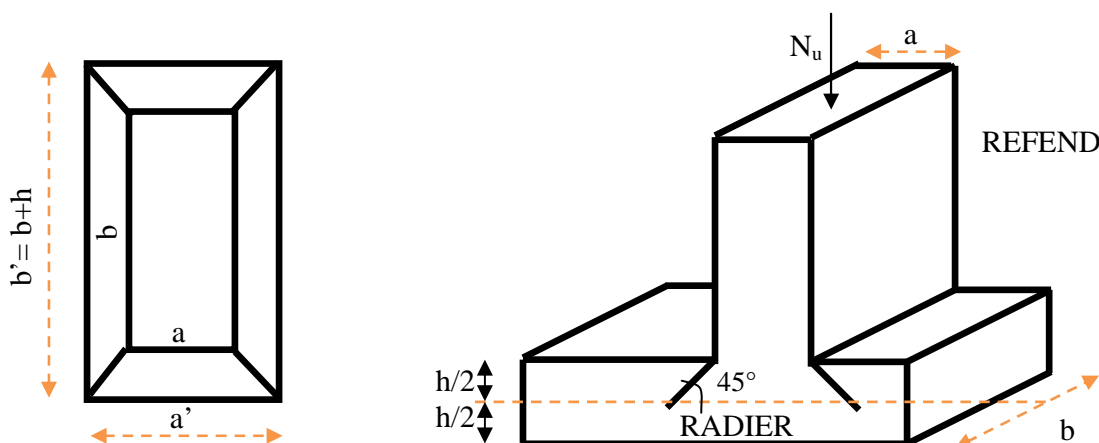


Figure.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

a- Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 1.00) = 6.2 \text{ m}$$

$$0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28} = 0,045 \times 6.2 \times 1.00 \times 25000 = 6975 \text{ KN}$$

$$N_u = 2029.73 < 6975 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b- Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 1 ml du voile :

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 0.2 + 1 + 2 * 1.00 = 6.4 \text{ m}$$

$$0,045 U_c f_{c28} = 0,045 \times 6.4 \times 1 \times 25000 = 7200 \text{ KN}$$

$$N_u = 3878.31 \text{ KN} < 7200 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6. FERRAILLAGE 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.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{E.L.U : } q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 236.72 - \frac{4357.2}{283.53} = 222.79 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 201.56 - \frac{4357.2}{390} = 167,13 \text{ KN / m}^2$$

1/Identification des panneaux :

Les panneaux les plus sollicités ont pour dimensions :

$$l_x = 4,00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,888$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

$$M_t = 0,75 M_0$$

$$M_a = 0,5 M_0$$

Après le calcul des moments isostatiques dans les différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 01 est le plus défavorable. Pour cela on calculera le ferrailage du panneau 01 et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux.

Avec $L_x=4\text{m}$ et $l_y=4,5\text{m}$

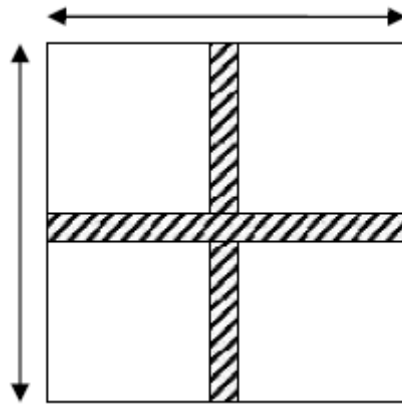


Figure.2 : dimension du panneau le plus défavorable(1)

2 / Calcul à l'ELU :

$$q_u = 222.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\alpha = 0,888 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0,047 \\ u_y = 0,755 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x et M_y :

$$\begin{cases} M_x = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,047 \times 222.79 \times (4^2) = 167,53 \text{ KNm} \\ M_y = u_y \cdot M_x = 0,755 \times 167,53 = 126,49 \text{ KNm} \end{cases}$$

3/ Ferrailage dans le sens X-X:

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,5 M_x = 0,5 \times 167.53 = -83.76 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83.76 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,080 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{83.76 \times 10^3}{0,958 \times 27 \times 348} = 9.30 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}16 / \text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement de 20cm

➤ **En travées :**

$$M_t = 0,75 M_x = 125.64 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{125,64 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,12 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{125.64 \times 10^3}{0,936 \times 27 \times 348} = 14.28 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8\text{HA}16 / \text{ml} = 16.08 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 13cm

4/ Ferrailage dans le sens Y-Y :**➤ Aux appuis :**

$$M_a = -0,5 M_y = 0,5 \cdot 126,49 = -63,24 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{63,24 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,061 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{63,24 \times 10^3}{0,968 \times 27 \times 348} = 6,95 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit : } 5\text{HA}14 = 7,7 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20cm

➤ En travées :

$$M_t = 0,75 M_x = 94,86 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{94,86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,091 < u_y = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{94,86 \times 10^3}{0,952 \times 27 \times 348} = 10,60 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15cm

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x		Sens y-y
Armatures en appuis	5HA16	e=20cm	5HA14 e=20 cm
Armatures en travée	8HA16	e=13cm	7HA16 e=15 cm

Tableau récapitulation du ferrailage

🚧 Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur .

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 4/4,5}{2} = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

5/ Calcul à L'ELS :

$$q_s = 167,13 \text{ KN}$$

$$\alpha = 0,888 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0,047 \\ u_y = 0,755 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x et M_y :

$$\begin{cases} M_x = u_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,047 \times 167,13 \times (4^2) = 125,68 \text{ KNm} \\ M_y = u_y \cdot M_x = 0,755 \times 125,68 = 94,88 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens X-X :**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 125,68$$

$$M_{sa} = 62,84 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 125,68$$

$$M_{st} = 94,26 \text{ kN.m}$$

Sens Y-Y :**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 94,88$$

$$M_{sa} = 47,44 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 94,88$$

$$M_{st} = 71,16 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X**✓ Aux appuis**

$$\gamma = \frac{83,76}{62,84} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,08 \rightarrow \alpha = 0,1044$$

$$\alpha = 0,1044 < \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{125,64}{94,26} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,12 \rightarrow \alpha = 0,1603$$

$$\alpha = 0,1603 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Sens Y-Y✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{63,24}{47,44} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,061 \rightarrow \alpha = 0,0801$$

$$\alpha = 0,0801 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{94,86}{71,16} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,091 \rightarrow \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 < \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

7. FERRAILLAGE DU DÉBORD

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

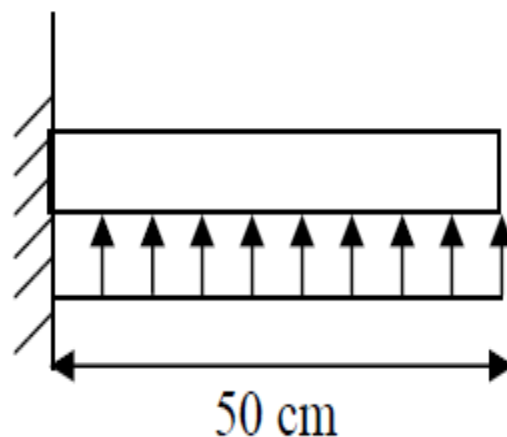


Figure.3 : Schéma statique du débord.

1. Sollicitation de calcul :

- A l'ELU : $q_u = 222,79 \text{ kn/ml}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-222,79 \times 0,5^2}{2} = -27,84 \text{ kN.m}$$

- **A'ELS**

$$q_s = 138,50 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-138,5 \times 0,5^2}{2} = -17,31 \text{ kN.m}$$

2-Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,84 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,026 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,84 \times 10^3}{0,987 \times 27 \times 348} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

➤ vérifications à l'ELU

✓ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27,84}{17,31} = 1,60$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,55 \Rightarrow \text{cv}$$

il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

8. FERRAILLAGE DE LA NERVURE :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens, qui sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

➤ Sens transversal (yy)

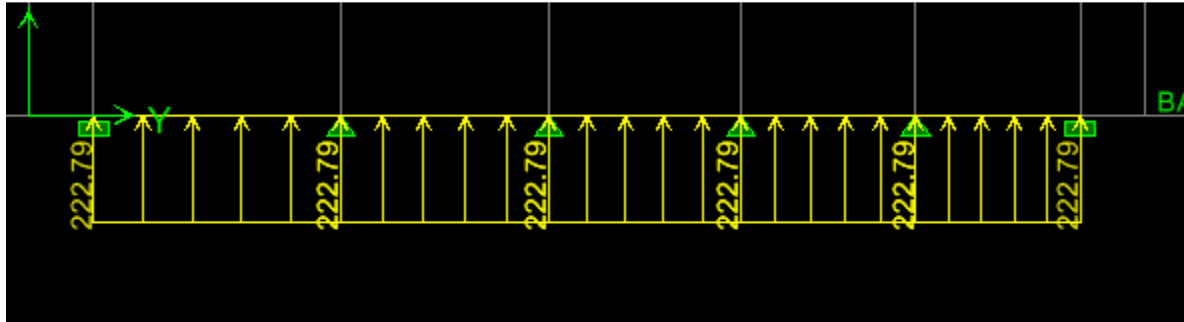


Figure.4: Le chargement à ELU en KN

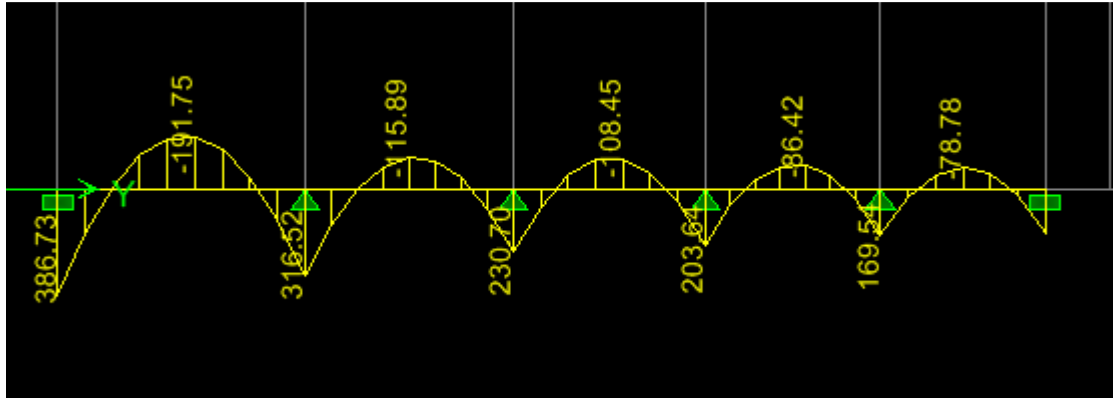


Figure.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m



Figure.6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.m



Figure.7: Le chargement al' ELS.

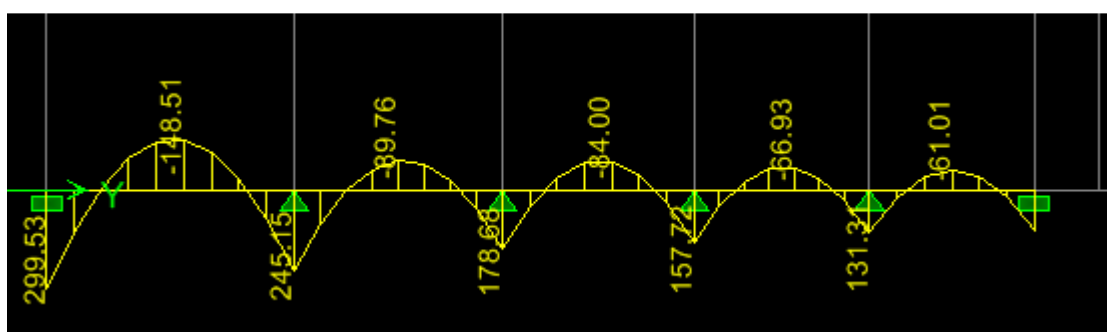


Figure.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

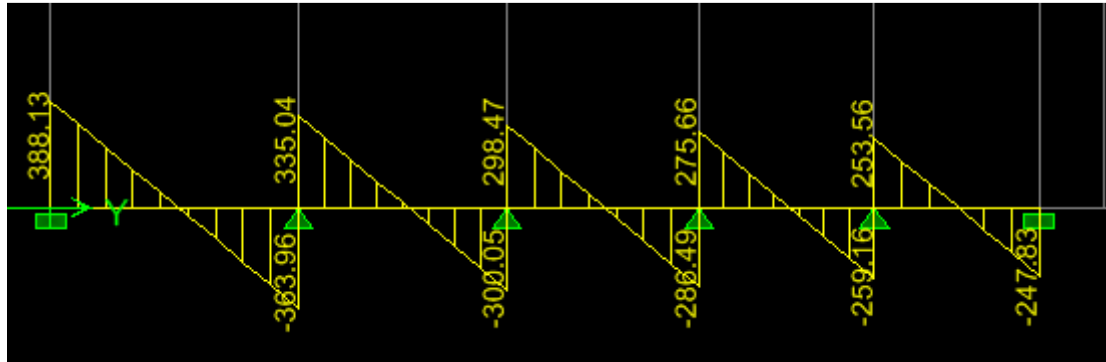


Figure.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens longitudinal (X-X) :

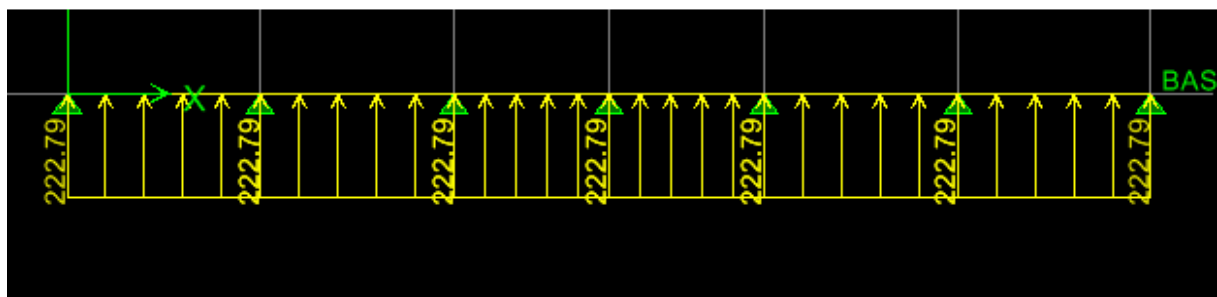


Figure.10 : Le chargement à ELU en KN

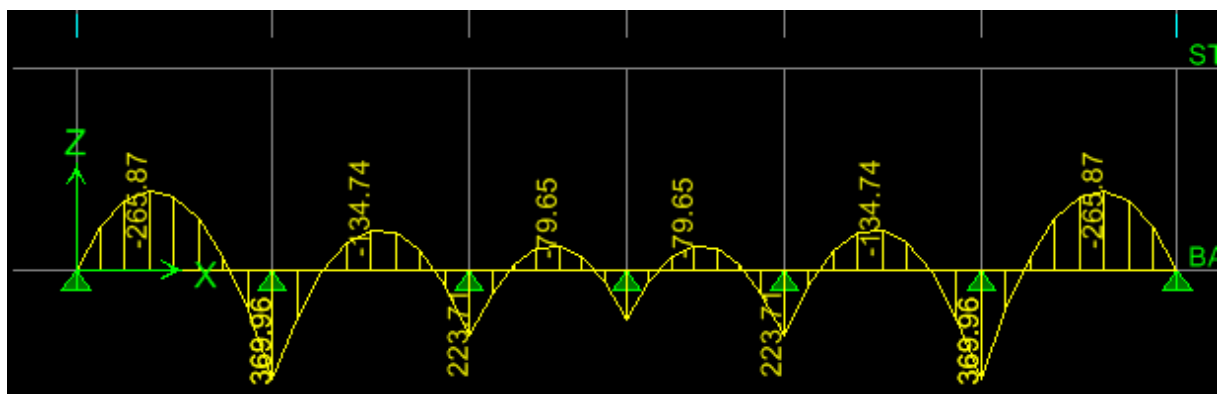


Figure.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

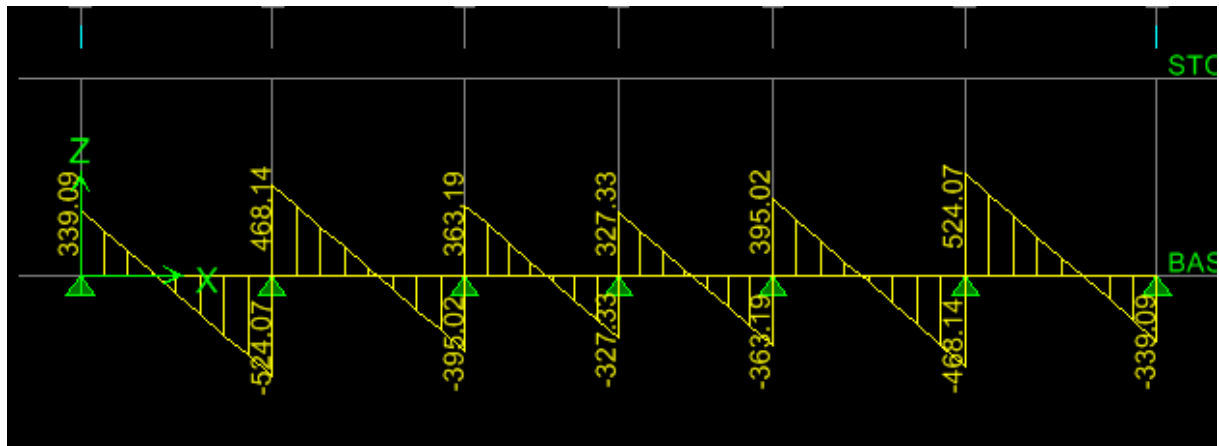


Figure.12 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

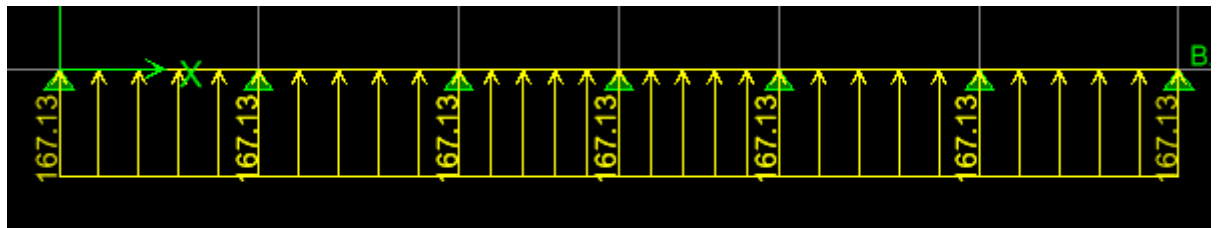


Figure.13 : Le chargement à ELS en KN

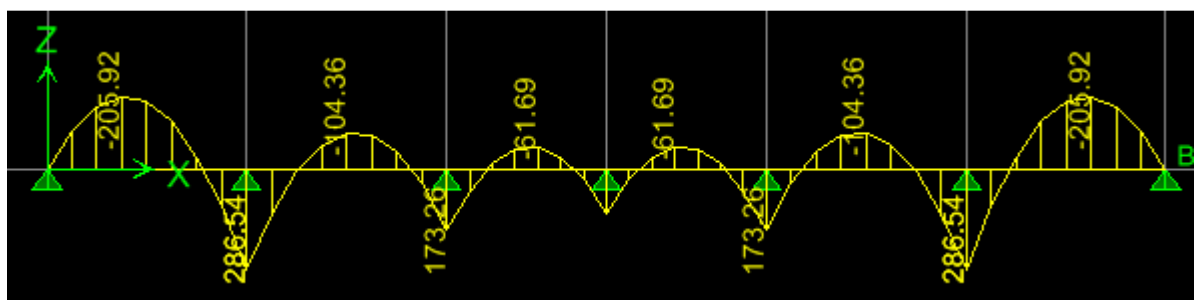


Figure.14 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

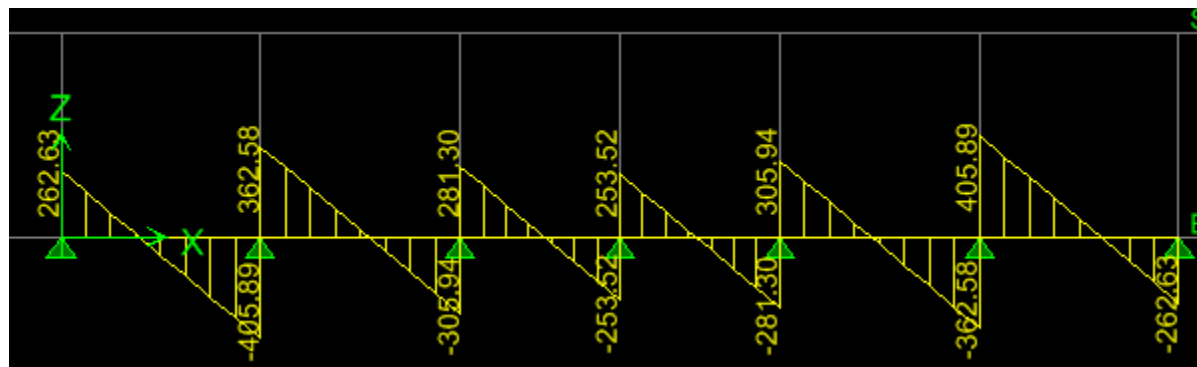


Figure.15 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$M_{tu \max} = 265.87 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 191.75 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 369.96 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 386.73 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 205.92 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 148.51 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 286.54 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 299.53 \text{ KN.m}$
$T_u \max = 524.07 \text{ KN}$	$T_u \max = 501.13 \text{ KN}$

❖ Calcul des armatures :

$$b = 55 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Sens longitudinal (X-X) :

✓ Aux appuis :

$$M_{app} = 369.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{369.96 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0.052 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ua} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{369.96 \times 10^3}{0,973 \times 95 \times 348} = 11.50 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16=12.06 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm

✓ *En travée :*

$$M_t = 265.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{265.87 \times 1000}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{265.87 \times 1000}{0,981 \times 95 \times 348} = 8.20 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm.

➤ **Sens transversal (Y-Y) :**

✓ *Aux appuis :*

$$M_{app} = 386.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{386.73 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0.054 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ua} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{369.96 \times 10^3}{0,972 \times 95 \times 348} = 11.51 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm

✓ *En travée :*

$$M_t = 191.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{191.75 \times 1000}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,027 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{191.75 \times 1000}{0,986 \times 95 \times 348} = 5.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA16 = 6.03 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm.

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 6,30 \text{ cm}^2$$

As ≥ Amin..... => **Condition vérifiée**

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

✓ En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min(25; 19,2)$$

$$S_t \leq 25$$

$S_t = 15 \text{ cm}$: en zone nodale

✓ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{25}{4}$$

$$S_t \leq 25$$

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

- **La quantité Armatures transversale minimales :**

✚ En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.47 \text{ cm}^2$

✚ En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.47 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 993.42 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{524.07 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.00 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9. VÉRIFICATION À L'ELS :

Peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Sens X-X

➤ Aux appuis

$$\gamma = \frac{369.96}{286.54} = 1.33 \quad \text{et } \mu = 0.08 \rightarrow \alpha = 0.1044$$

$$\alpha = 0.1044 < \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.415 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ En travée

$$\gamma = \frac{265.87}{205.92} = 1.33 \quad \text{et } \mu = 0.12 \rightarrow \alpha = 0.1603$$

$$\alpha = 0,1603 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

❖ **Sens Y-Y**

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{386.73}{299.53} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,061 \rightarrow \alpha = 0,0801$$

$$\alpha = 0,0801 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{191.75}{148.51} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,091 \rightarrow \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 < \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$