

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur Master 2 en Génie Civil.

Option : Constructions Civiles et Industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+5+sous sol+Charpente en bois) à usage d'habitation et commerciale, à ossature mixte avec l'application du logiciel ETABS



Etudié par: M^{elle} :Tiliouine Iman

Dirigé par : M^{me} Smahi

Année 2016/2017



REMERCIEMENT

*Toute ma reconnaissance et remerciement à **ALLAH**, le tout puissant qui m' a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*Je remercie également ma **famille***

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie ma promotrice M^{me} Smahi pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Je remercie tout les enseignants et les travailleurs du département de génie civil

Je remercie les membres de jury

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience ,leur compréhension et leur courage

Merci

Dédicaces

Je dédie ce travail :

- ☺ *Ma très chère mère qui m'toujours soutenu,*
- ☺ *Mon père .*
- ☺ *A mes très chère sœurs Anissa,Hiba.*
- ☺ *A mon petit frère Abd arhamane.*
- ☺ *A toute ma famille sans exception.*
- ☺ *A mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de
proche ou de loin*
- ☺ *Et, à toute la promotion Génie Civil (2016-2017).*

TILIOUINE IMAN

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de réhabilitation d'ouvrages de construction et l'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité publique et la protection de l'environnement. Dans notre projet d'étude d'un bâtiment à contreventement mixte, ce dernier est déduit d'après les résultats obtenus, la structure est soumise aux actions sismiques par l'introduction sismique Algérien RPA99 /version 2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABAS

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et calculé les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+ sous - sol) à l'usage d'habitation et commerciale .Ce dernier constitue de portique et de voile et présente une charpente en bois qui lui sert de toiture. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale d'ouvrage avec ses différentes caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques

I.2 présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude sera implanté à Tizi ouzou zone de moyenne sismicité (ZONE II a).

L'ouvrage contient 10 logements par étage de F5

I.1.1) caractéristique géométrique :

Longueur totale de bâtiment : $L = 11.5\text{m}$

Largeur totale du bâtiment : $B = 25\text{ m}$

Hauteur du s-soul : 3.6

Hauteur de rez-de-chaussée $H_r = 4.5\text{ m}$

Hauteur de l'étage courant $H_e = 3.24\text{ m}$

Hauteur charpente $H_c = 3.4\text{m}$

Hauteur totale (charpente comprise) $H_t = 27.7\text{m}$

Le bâtiment comporte :

- Une cage d'escaliers
- Un sous sol
- Un rez-de-chaussée
- 10 étages courants
- Une charpente en bois.

I.1.2) le règlement utilisé :

L'étude de l'ouvrage sera menée suivant les règles.

- règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage construction en béton armé.
- suivant la méthode d'état limite (**BEAL91**)
- règlement parasismique algériennes (**RPA99 modifié 2003**)
- charge et surcharge d'exploitation (**DTR -BC-22**), **-CBA93**

L2 Les éléments de l'ouvrage :

A-Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage peut être assuré par deux types de contreventement :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

B- Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitants les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Les planchers des étages courants sont en corps creux.

C- L'escalier :

Sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte deux types d'escaliers réalisés en béton armé :

-escalier desservant au RDC : escalier à trois volées et deux paliers de repos.

-escalier desservant aux autres étages : escalier à deux volées et un palier de repos.

d- Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

e- La maçonnerie :

a)Murs extérieurs :

les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 25 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

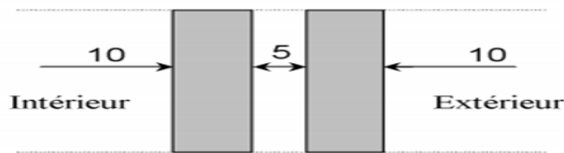


Figure 1 : schéma descriptif du mur extérieur

b) Murs intérieurs : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

f- Les revêtements :

- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur ;
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux ;
- Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces ;
- Carreaux céramiques pour les façades principales.

g- La toiture :

Elle constituée de panne, de chevron, linteaux , et tuiles mécanique à emboîtement

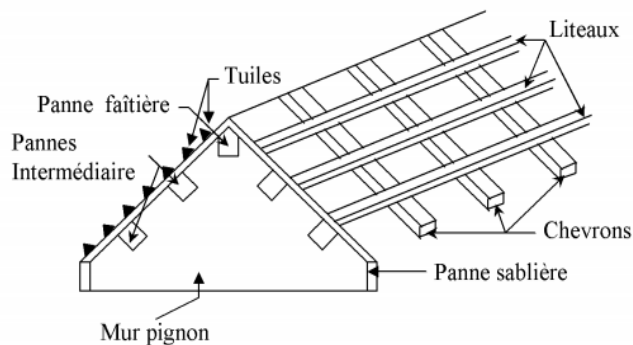


Figure 2 : schéma descriptif de la toiture

I.3 Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limités (BAEL 91).

I-3-1) Le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

A) Résistance caractéristique du béton :

A-1) Résistance à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

(Art A.2.1, 11/ BAEL 91)

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

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

Dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

A-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

(Art 2.1, 12 /BAEL 91)

Dans notre cas :

B) Module d'élasticité de béton :

B-1) Module de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young Instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

B-1-1) Module de déformation instantanée (Art.2.1 21/BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ j $\longrightarrow f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow E_{i28} = 32164,2$ MPa

B-1-2) Module de déformation différée : (Art A.2.1 22/BAEL 91)

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ jours $\longrightarrow f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow E_{v28} = 10818,86$ MPa

B-2) Module de déformation transversal : (Art A.2.1, 3/BAEL 91)

Le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson

E : module de Young (module d'élasticité)

1. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par (Art A.2.1, 3 / BAEL 91).

$\nu = 0$ pour des sollicitations à ELU

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS

C) Modèles de Calcul du béton :

1) À l'ELU :

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par : (Art A.4.3.41/BAEL 91)

- Contraintes limites du béton en compression :

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation courante ;} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $\gamma_b = 1,5$

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots \text{si } t > 24\text{h} ; \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} ; \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots \text{si } t < 1\text{h}. \end{array} \right.$$

t : durée probable d'application de la combinaison considérée.

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre $\theta = 1$.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :

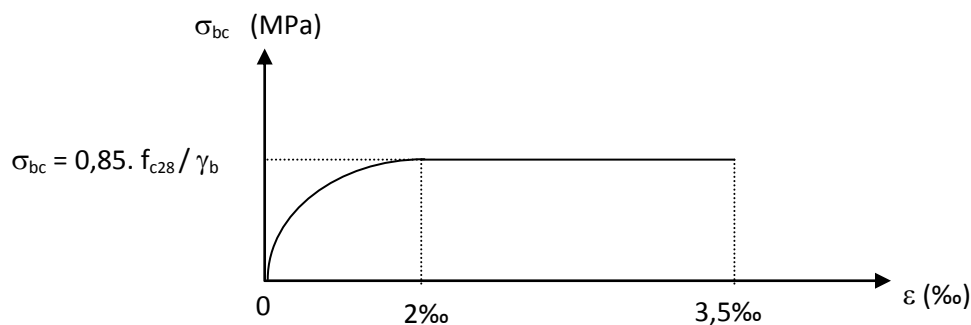


Figure 3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

2) À l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Donc on va adopter la loi de Hook de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (**Art A.4.5, 1/BAEL 91**). On généralise on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_a = 200000 \text{ MPa}$; $E_b \approx 13333 \text{ MPa}$)

-La contrainte limite du béton en compression :

D'après (Art 4.5, 2/ BAEL91) cette contrainte est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$ contrainte admissible à l'ELS.

À j=28 jours, dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow : \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS :

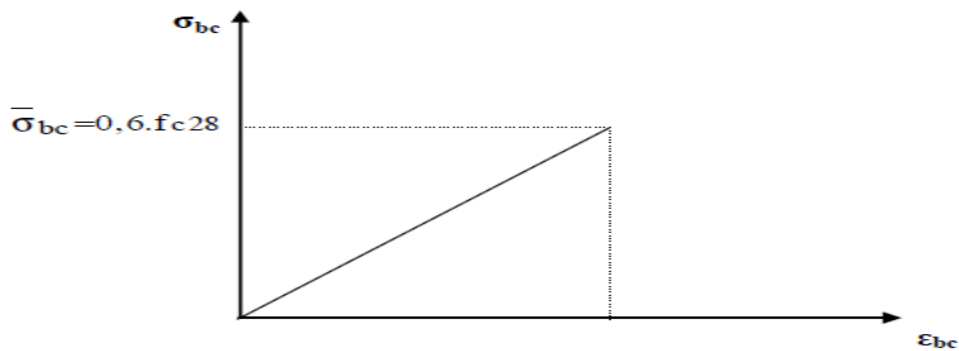


Figure 4 : diagramme contrainte déformation du béton à ELS

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

Elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : valeur de la largeur de la section cisailée

d : hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible ;}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.3.2) Les aciers :

Les armatures sont en acier. L'acier est un alliage de fer et de carbone. Cet alliage possède une bonne résistance mécanique en traction et en compression. Le fer apporte une base de résistance importante et de la souplesse. La souplesse permet au matériau de se déformer notablement sans se rompre.

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états des surfaces (RL, HA).

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Résistance à la Rupture | Allongement relatif à la Rupture [‰] | Coefficient de fissuration | Coefficient de [ψ] scellement |
|--------------------|--|---------|------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Aciers en Barre | Rond lisse FeE235 | R L | 235 | 410-490 | 22 ‰ | 1 | 1 |
| | Haute adhérence FeE400 | H A | 400 | 480 | 14 ‰ | 1,6 | 1,5 |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (TS) TL520 (Φ<6) | T S | 520 | 550 | 8 ‰ | 1,3 | 1 |

Tableau 1 : caractéristique des aciers.

a) Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

(Art A.2.2, 1/BAEL91)

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

b) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

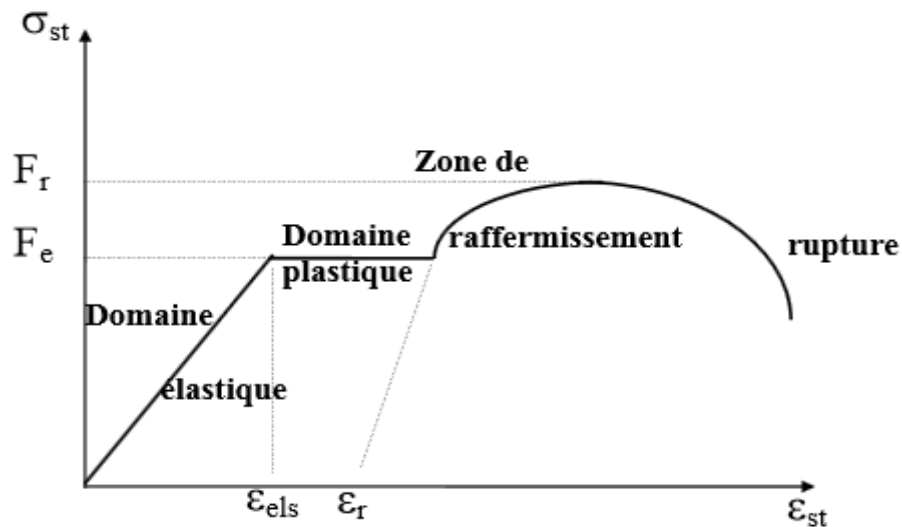


Figure 5 : diagramme contrainte- déformation.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture ;

f_e : Limite d'élasticité ;

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier ;

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire ;

Zone AB : Domaine plastique ;

Zone BC : Domaine de raffermissement ;

Zone CD : Domaine de rupture.

c) Contrainte Limite :

1) Calcul de contrainte limite à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. (**Art A.4.3, 2 /BAEL91**), où la

valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie σ_s est définie par : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \text{Situation courante} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ Pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$

$$\sigma_s = \frac{235}{1,15} = 204 \text{ MPa} \text{ Pour les aciers doux FeE235}$$

b) Calcul de contrainte limite à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour ce faire on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

1. Fissuration peu nuisible : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, (**Art.4.5, 32/BAEL91**)

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\overline{\sigma_s}$ Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s Coefficient de sécurité.

2. Fissuration préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : (**A.4.5,33/BAEL91**)

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e, \max \left[0,5 f_e ; 110 \left(\eta \cdot f_{ij} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

Avec η coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{pour les ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

La contrainte pour les différents aciers est :

$$\text{Les aciers (HA) : } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left[0,5 \times 400; 110 \left(1,6 \times 2,1 \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Les aciers doux (RL) : } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 235, \max \left[0,5 \times 235; 110 \left(1,0 \times 2,1 \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 156,67 \text{ MPa}$$

L4 Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limitée comme suit :
(A.4.5,34/BAEL91)

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e, \max \left[0,5 f_e; 110 \left(\eta \cdot f_{ij} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \text{ Les aciers (HA) :}$$

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left[0,5 \times 400; 110 \left(1,6 \times 2,1 \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 161,30 \text{ MPa}$$

$$\text{Les aciers doux : } \overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} \times 235, \max \left[0,5 \times 235; 110 \left(1,0 \times 2,1 \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 125,33 \text{ MPa}$$

d) Diagramme de contraintes déformations de calcul :

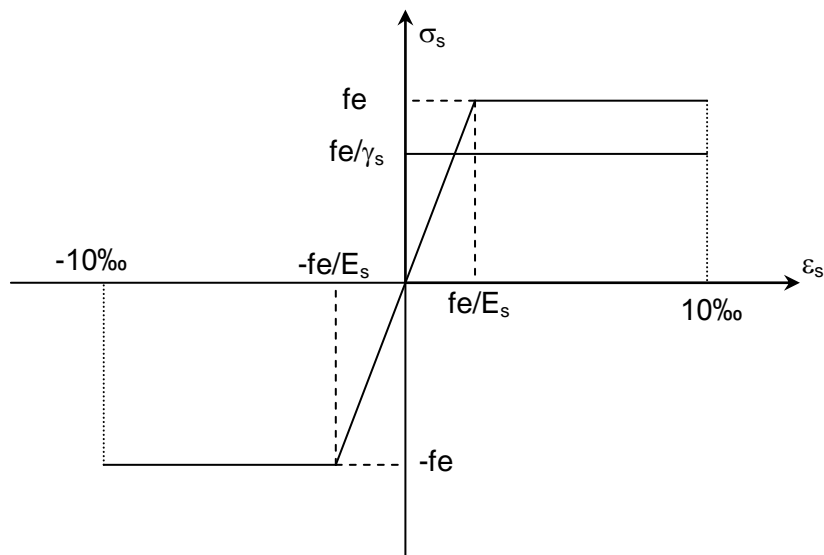


Figure 6 : Diagramme contraintes-déformation de calcul

L4 Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes (**Art A.7.1 /BAEL91**) :

$C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

$C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **$C = 3 \text{ cm}$** .

Chapitre II:

pré dimensionnement des éléments et desente de charge

II.1 Introduction :

L'objectif de chapitre II ci dimensionné les éléments de la structure Ce dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.2 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5} \text{ (Art B.6.8.424/BAEL91)}$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 3.70 \text{ m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 370/22,5 = 16,44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur 20 cm d'où $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4cm

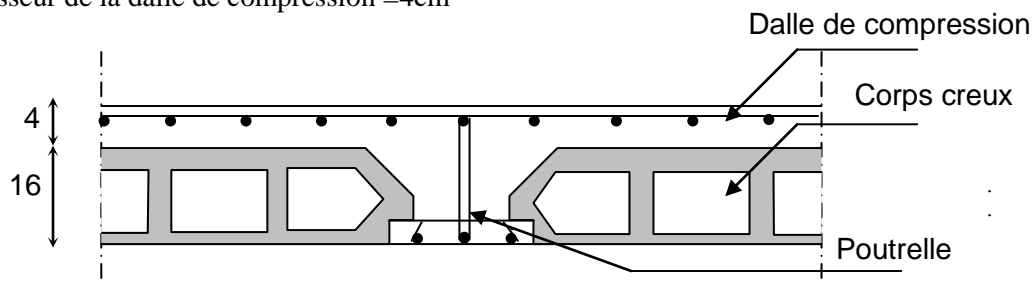


Figure1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II.3 Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction,

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b_1 : largeur de poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur : } b \geq 20 \text{ cm} \\ \text{Hauteur : } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

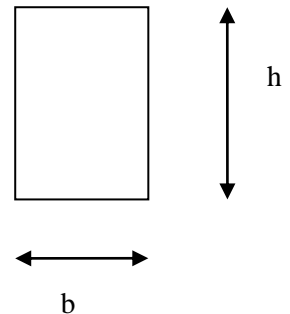
$$B_{\max} \leq 1,5 h + b_1.$$

Et d'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

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

et

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



Avec :

L : La plus grande travée.

A- Poutres principales : (les poutres porteuses).

Les poutres suivant la grande porte

-Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$

$$\frac{525}{15} \leq h_t \leq \frac{525}{10} \Rightarrow 35 \leq h_t \leq 52.5 \text{ (cm)}$$

On prend **ht = 45 cm**

- Largeur de la poutre : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \text{ donc } 18 \leq b \leq 31.5 \text{ (cm)}$$

Soit **b = 30 cm**

Donc la section de la poutre secondaire est : $b \times h_t = (45 \times 30) \text{ (cm}^2\text{)}$

B - Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

-Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$

$$\frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23 \leq h_t \leq 34.5 \text{ (cm)}$$

On prend **ht = 35 cm**

- **Largeur de la poutre :** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \quad (\text{cm})$$

Soit **b = 30 cm**

Donc la section de la poutre secondaire est : $b \times h_t = (30 \times 35) \text{ (cm}^2\text{)}$

C- la poutre inclinée de la toiture

$$\text{- -Hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Avec : } L = \sqrt{3.4^2 + 5.1^2} = 6.1m$$

h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre le poteaux et l'extrémité de la poutre

Donc :

$$\frac{610}{15} \leq h_t \leq \frac{610}{10} \text{ donc } 40.66 \leq h_t \leq 61.0(\text{cm}).$$

Soit **ht = 50cm**

-**Largeur de la poutre :** $0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t$

$$\text{Donc : } 0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \text{ donc } 20 \leq b \leq 35(\text{cm})$$

b =30 cm

La section des poutres principales est : $b \times h_t = 30 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Conditions | Poutres principales | Poutres secondaires | Poutre incliné | Vérification |
|------------------|---------------------|---------------------|----------------|--------------|
| h ≥ 30 cm | 45cm | 35cm | 50cm | ok |

| | | | | |
|------------------------|------|------|------|----|
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30cm | 30cm | 30cm | ok |
| $h/b \leq 4$ | 1,5 | 1,5 | 1,66 | ok |

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Poutres principales (45x30) cm²

Poutres secondaires (35x30) cm²

Poutre incliné (50x30) cm²

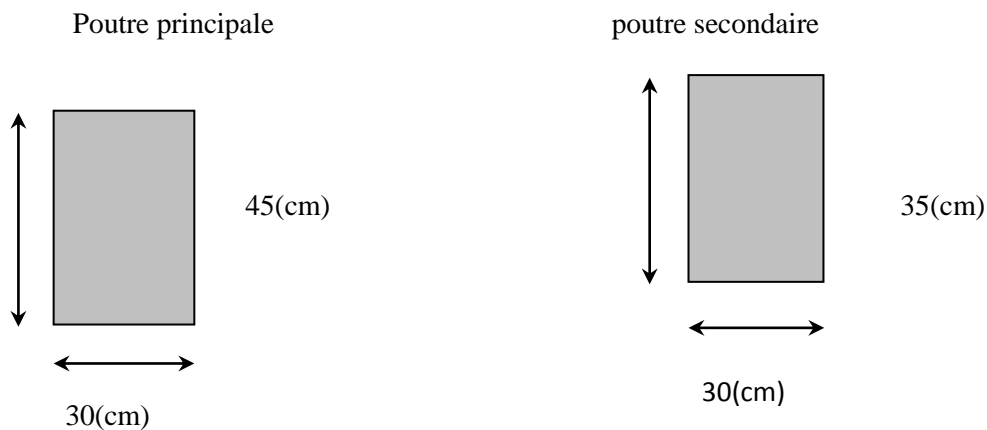


Figure 2 : Dimensions des Poutres.

II.4 Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation

➤ **Condition de résistance à flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle

$L_0 = 1,45 \text{ m}$ Donc : $e \geq 1,45 / 10 = 0,145 \text{ m} = 14,5 \text{ cm}$ On adoptera une épaisseur de **15 cm**

II.5 Poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $A \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ kN/cm}^2.$$

Les dimensions de la section transversale devient satisfaite les conditions suivante :

- * $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- * $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- * $1/4 \leq b/h \leq 4$

Remarque : on considère on premier lieu pour nos calculs la section du poteaux selon le minimum exige par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

II.6.1 surface influence:

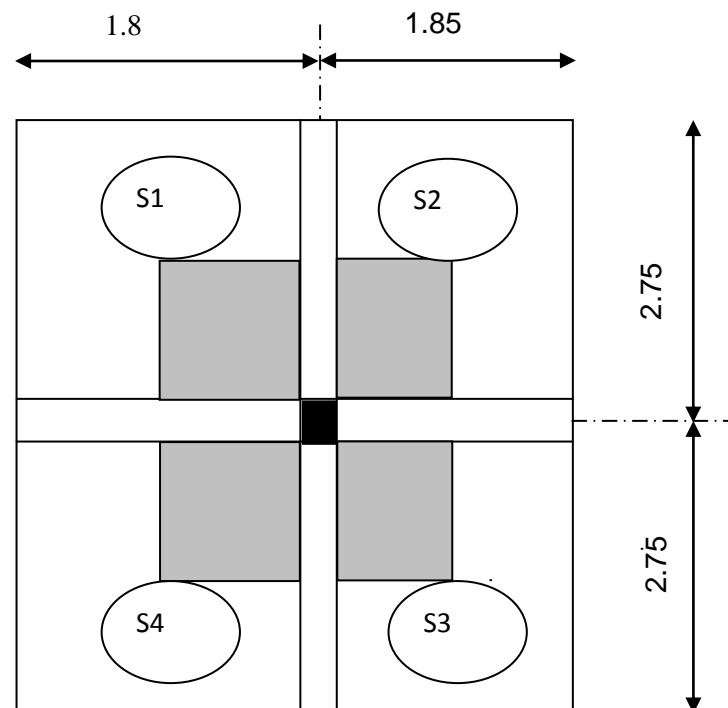


Figure 3 : Localisation du poteau le plus sollicité.

$$S1 = 2.75 \times 1.8 = 4.95 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S2 = 2.75 \times 1.85 = 5.088 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S3 = 2.75 \times 1.85 = 5.088 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$S4 = 2.75 \times 1.8 = 4.95 \text{ c}$$

$$S_{TOTAL}:=20.08(m^2)$$

II.6.2 CALCUL DE LA SURFACE REVENANT AU POTEAU (3.E)

a/ Toiture :

Elle se compose de deux versants inclinés, de même angle α .

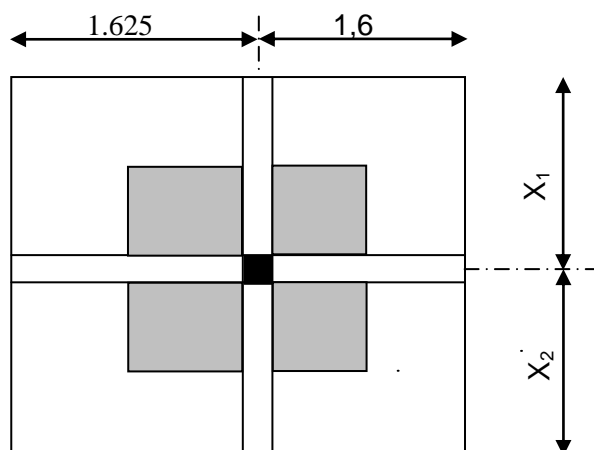


Figure 4 : Localisation du poteau le plus sollicité dans la toiture.

Calcul de α :

$$\text{tg} \alpha : \frac{3.4}{5.1} = 33.66^\circ$$

$$\bullet \quad X1 = \frac{1.8}{\cos 33.66} = 2.162$$

$$X2 = \frac{1.85}{\cos 33.66} = 2.223$$

Donc :

$$S1 = 1.85 \times 2.162 = 4 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.8 \times 2.162 = 3.9 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.8 \times 2.162 = 3.9 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.8 \times 2.162 = 3.9 \text{ m}^2$$

$$\text{D'hou: } S_t = 15.8 \text{ m}^2$$

Détermination des charges et surcharges :

• Toiture :

| Éléments constituant la toiture | Poids surfacique |
|--|-----------------------|
| Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris) | 0.4 KN/m ² |
| Chevrans, pannes | 0.8 KN/m ² |
| - Murs pignons | 0.9 KN/m ² |

Charge permanente de la toiture : $G = 2,1 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation de la toiture : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Etage courant et RDC (commercial) :

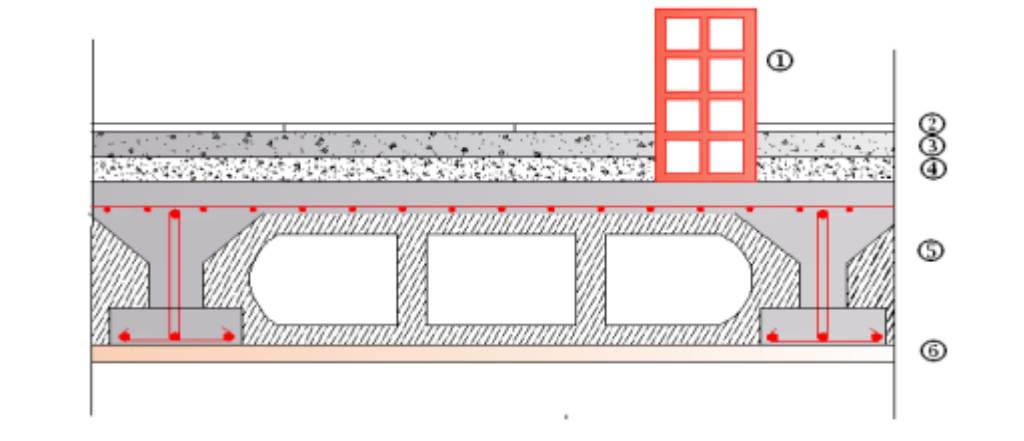


Figure 5 : Coupe du plancher corps creux étage courant

| N° | Composition | Epaisseur (m) | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | $G(\text{KN/ m}^3)$ |
|----|-------------------------------|---------------|-----------------------|---------------------|
| 1 | Cloison de séparation interne | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 2 | Revêtement de carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Couche de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 5 | Plancher en corps creux | 0.2 | 14 | 2.80 |
| 6 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |

Charge permanente de l'étage courant et RDC: $G = 5.1 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation de l'étage courant : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation du RDC : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Dalle pleine (balcons)**

| N° | Composition | Epaisseur (m) | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | $G (\text{KN/m}^2)$ |
|----|-------------|---------------|-----------------------|---------------------|
|----|-------------|---------------|-----------------------|---------------------|

| | | | | |
|---|----------------------------|------|----|------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Couche de sable | 0.03 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle pleine en béton armé | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit en mortier ciment | 0.02 | 22 | 0.44 |

Charge permanente du DP : $G = 5.39 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation du DP: $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

- **Maçonnerie :**

- ❖ **Murs extérieurs :**

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | G (KN/m ²) |
|----|------------------|---------------|-----------------------|------------------------|
| 1 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 2 | Briques creuses | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | - | - |
| 4 | Briques creuses | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |

Charge permanente du mur extérieur: $G = 2.36 \text{ KN/m}^2$

- ❖ **Murs intérieurs :**

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | G (KN/m ²) |
|----|------------------|---------------|-----------------------|------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 2 | Briques creuses | 0.1 | 9 | 0.9 |
| 3 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |

Charge permanente du mur intérieur: $G = 1.4 \text{ KN/m}^2$

✚ Charge d'exploitation des escaliers : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✚ Charge d'exploitation d'étage de service: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✚ Charge d'exploitation L'acrotère : $Q=1,00 \text{ kN/ml}$

B) Poids propre des éléments :

- **Plancher toiture:** $G_{tr} \times S = 2,1 \times 15.8 = 33,18 \text{ KN}$

-Poutre 0incliné : $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (2.037+2.098) = 25 \times 0.5 \times 0.3 \times 4.17 = 15.50 \text{ kN}$

-Poteau: $\rho \times S \times h_{tr} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.4 = 5.312 \text{ KN}$

Plancher courant: $G_{pc} \times S = 5,1 \times 20.08 = 102.40 \text{ KN}$

- **Poutres :**

-Poutres principales : $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (2.625+2.625) = 25 \times 0.45 \times 0.3 \times 5.25 = 17.71 \text{ KN}$

-Poutres secondaires : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.675 + 1.675) = 25 \times 0.2 \times 0.3 \times 3.35 = 5.1 \text{ kN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = $17.71 + 5.1 = 22.61 \text{ kN}$

● Poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

b= 25 cm.

h=25cm.

Poteau de s-sol: $\rho \times S \times h_{s-sol} = 25 \times 25 \times 0.25 \times 3.6 = 5.625 \text{ kN}$

Poteau RDC: $\rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.50 = 7.03 \text{ kN}$

Poteaux étage courant : $\rho \times S \times h_{EC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$

C) Surcharge d'exploitation :

- toiture : $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

- Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

- RDC : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- S-sol : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Donc :

❖ **Toiture:** $Q \times S = 1.00 \times 15.8 = 15.8 \text{ kN}$ Q0

❖ **Etage courant:** $Q \times S = 1,50 \times 20.08 = 31.2 \text{ kN}$ de Q1 jusqu'à Q5

❖ **RDC:** $Q \times S = 2.5 \times 20.08 = 25.80$ Q6

❖ **S-SOL :** $Q \times S = 2.5 \times 20.08 = 25.80$ Q6

II-2-3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

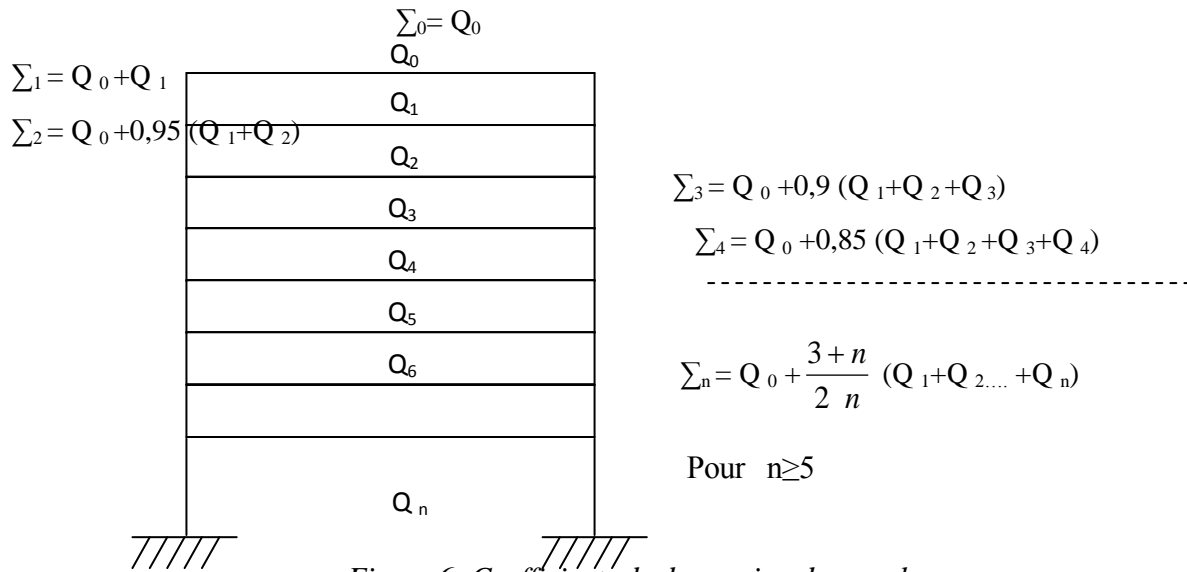


Figure 6 : Coefficients de dégression des surcharges

6^{eme} $Q_0 = 15.8 \text{ KN}$

5^{eme} $Q_0 + Q_1 = 15.8 + 31.2 = 47 \text{ KN}$

4^{eme} $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 15.8 + 0.95(31.2 \times 2) = 75.08 \text{ KN}$

3^{eme} $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.8 + 0.9(31.2 \times 3) = 100.04 \text{ KN}$

2^{eme} $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.8 + 0.85(31.2 \times 4) = 121.88 \text{ KN}$

1^{eme} $Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.8 + 0.8(31.2 \times 5) = 140.6 \text{ KN}$

RDC $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.52 + 0.75(31.2 \times 5 + 52) = 171.8 \text{ KN}$

S-SOL $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.52 + 0.714(31.5 \times 5 + 52 \times 2) = 201.44 \text{ KN}$

| ETAGE | Charges permanentes (kN) | | | | | Charges d'exploitation | | N = G _c + Q _c | $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ | |
|-------|--------------------------|--------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--|--|----------------------------|
| | Poids de plancher (kN) | Poids poteaux (kN) | Poids poutres (kN) | G _{totale} (kN) | G _{cumulé} (kN) | Q _{totale} (kN) | Q _{cumulée} (kN) | | $\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²) | Section (cm ²) |
| 6 | 33,18 | 5.132 | 15.50 | 33,18 | 33,18 | 13.52 | 15.8 | 48,98 | 32,66 | 30×30 |

| | | | | | | | | | | |
|---------------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|---------|-------|
| 5 | 102.48 | 5.06 | 22.61 | 130.15 | 163,36 | 15.66 | 47 | 210 ,36 | 140,24 | 30x40 |
| 4 | 102.48 | 5.06 | 22.61 | 130.15 | 293,51 | 15.66 | 75.08 | 368,59 | 245,72 | 30x40 |
| 3 | 102.48 | 5.06 | 22.61 | 130.15 | 423,66 | 15.66 | 100.4 | 524,06 | 349 ,33 | 35x45 |
| 2 | 102.48 | 5.06 | 22.61 | 130.15 | 553,81 | 15.66 | 121.88 | 675,69 | 450,46 | 35x45 |
| 1 | 102.48 | 5.06 | 22.61 | 130.15 | 683,96 | 15.66 | 140.6 | 830,56 | 553,70 | 35x45 |
| RD C | 102.48 | 7.03 | 22.61 | 132.12 | 816,11 | 15.66 | 171.8 | 987,91 | 658,60 | 40x50 |
| S- SO L | 102.48 | 5.625 | 22.61 | 130.71 | 946,82 | 15.66 | 201.4 | 1148,22 | 765,48 | 40x50 |

II.7 Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux(**Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003**)

1. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ 1
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ 2
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$ 3

• Poteau de s-sol:

– $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 50\text{cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

– $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > h_e/20 = 360/20 = 18 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

– $1/4 < b_1/h_1 = 40/50 = 0.8 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

• Poteau du RDC :

– $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 50\text{cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

– $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > h_e/20 = 450/20 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

– $1/4 < b_1/h_1 = 40/50 = 0.8 < 4 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

• **Poteau du 1^{ère} 2^{ème} et 3 étage :**

– $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35\text{cm}, 45\text{cm}) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

– $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

– $-1/4 < b_1/h_1 = 35/45 = 0.77 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

• **Poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage :**

– $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30\text{cm}, 40\text{cm}) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

– $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

– $-1/4 < b_1/h_1 = 30/40 = 0.75 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

• **Poteau du toiture :**

– $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

– $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

– $-1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

Conclusion : les dimensions des sections des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

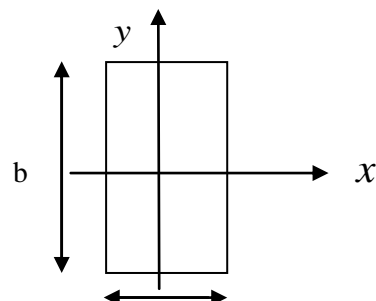
Avec : $\lambda \leq 50$

$\lambda = \frac{I_f}{i}$: L'élancement du poteau ;

I_f : Longueur de flambement, ($I_f = 0,707 l_0$)

L_0 : Hauteur libre du poteau ;

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe y (axe faible) ;



a

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec } I : \text{Moment d'inertie.}$$

B = a x b = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Poteau de s-sol:

$$L_0 = 340 - 0,45 = 339,55 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 14,28 < 50 \quad \text{vérifiée.}$$

-Poteau du RDC(40x50) cm²,

$$L_0 = 450 - 45 = 405 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 19,64 < 50 \quad \text{vérifiée.}$$

Poteau du 1^{ère} 2^{ème} et 3 étage : (35 ,45) cm²,

$$L_0 = 324 - 45 = 279 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 15,07 < 50 \quad \text{vérifiée.}$$

Poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage :(30 ,40) cm²,

$$L_0 = 324 - 45 = 279 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 16,89 < 50 \quad \text{vérifiée.}$$

-Poteau du toiture : (30× 30) cm²,

$$L_0 = 340 - 45 = 295 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 23,41 < 50 \quad \text{vérifiée.}$$

II.8 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'**Article 7.7.1.RPA99 version 2003** qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

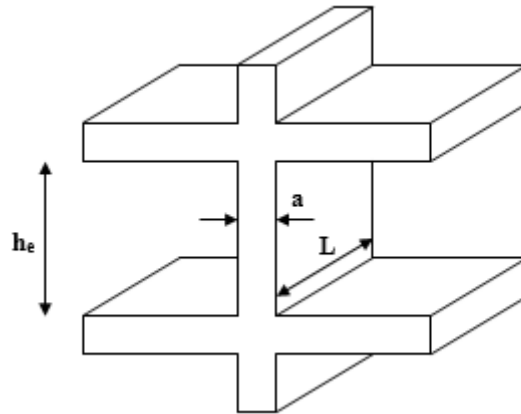


Figure 7 : coupe de voile en élévation

Le type de voile :



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

Figure -8 :coupe de voile en plan.

Remarque :

Dans notre cas, on prend (voile linéaire).

a) : s-sol : $360 - 20 = 340\text{cm}$, $e \geq 340/20 = 17\text{cm}$,

b) : RDC : $450 - 20 = 430\text{cm}$, nous donne $e \geq 430/20 = 21.5\text{cm}$.

c) l'étage courant : $324 - 20 = 304\text{cm}$, nous donne $e \geq 304/20 = 15.2\text{cm}$.

Donc on adopte pour les voile une épaisseur **$e = 20\text{ cm}$** sur toute la hauteur de la structure.

❖ *La condition à vérifier: $L \geq 4xe_p = 4 \times 25 = 100\text{ cm}$. \longrightarrow CV*

Chapitre III

calcul des elements

III. 1L'acrotère

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau du dernier plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée, pour une bande de 1m de largeur.

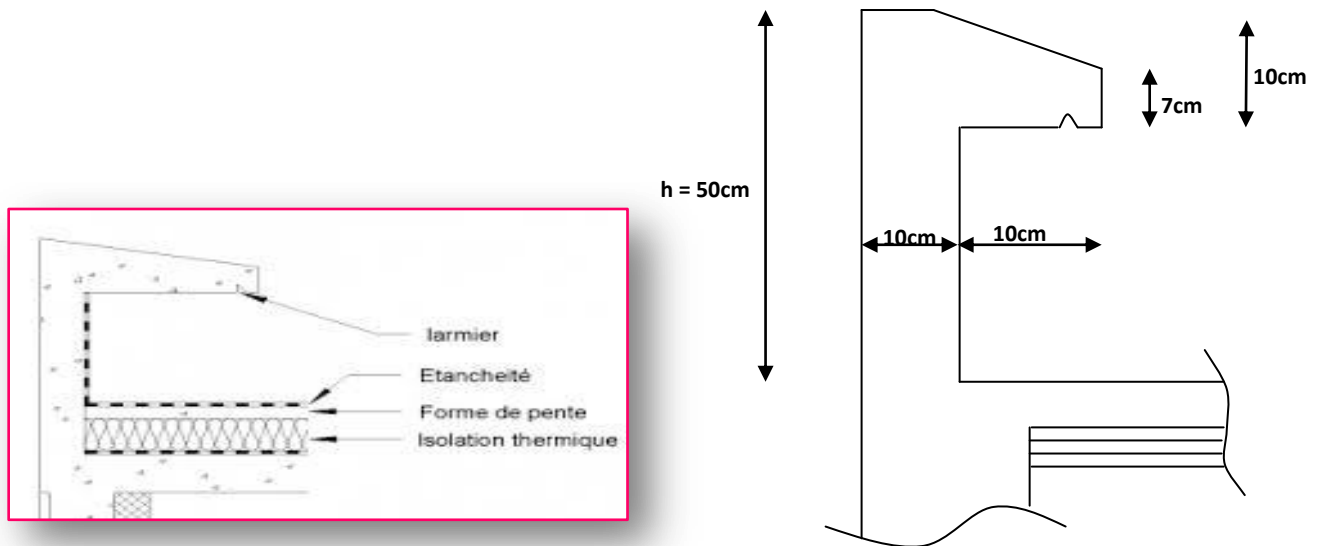
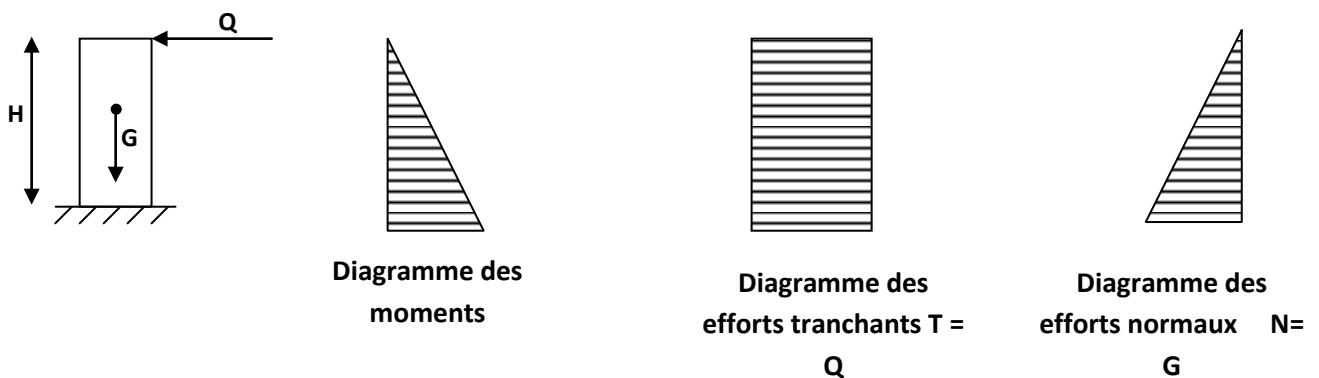


Figure 1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

1) Schéma statique



2) Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,4 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,425 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton, S : section longitudinale de l'acrotère.

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,425 \text{ KN}$

3) Combinaison de charge

A l'ELU :

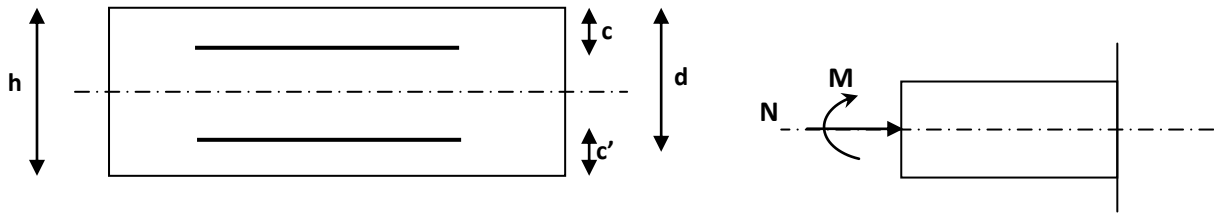
$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,425 = 1,923 \text{ KN} & \text{et } T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,4 = 0,6 \text{ KNm} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1,425 \text{ KN} & \text{et } T_s = Q = 1 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,4 \text{ KNm} \end{cases}$$

d) Ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



h : épaisseur de la section, c et c' : enrobage, $d = h - c$: hauteur utile,

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues .

4) Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1,923} = 0,31m = 35cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression .
Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramé

5) Calcul en flexion simple

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,6 + 1,923 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,638 \text{KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,638 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0091 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9955$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,638 \times 10^3}{0,9955 \times 7 \times 348} = 0,260 \text{cm}^2$$

6) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,260 - \frac{1,923}{34,8} = 0,207 \text{ cm}^2$$

7) Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,207 \text{ cm}^2$$

Conclusion

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

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 28 \text{ cm}$.

B) Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{Avec} \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

C Vérification de l'adhérence des barres

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

8) Vérification à l'ELS

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

Vérification dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_{te} , \quad 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67 , \quad 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 1,825}{100 \times 7} = 0,260 \Rightarrow \beta_1 = 0,919 \Rightarrow \alpha = 0,243 \Rightarrow K = 47,50$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{1,825 \times 1000}{0,919 \times 7 \times 2,01} = 141,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MP}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{141,4}{47,50} = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 2,97 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 141,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

9) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5.11)

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

10) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

A : coefficient de zone,

(Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8),

W_p : Poids de l'acrotère = 1,425 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,425 = 0,684 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

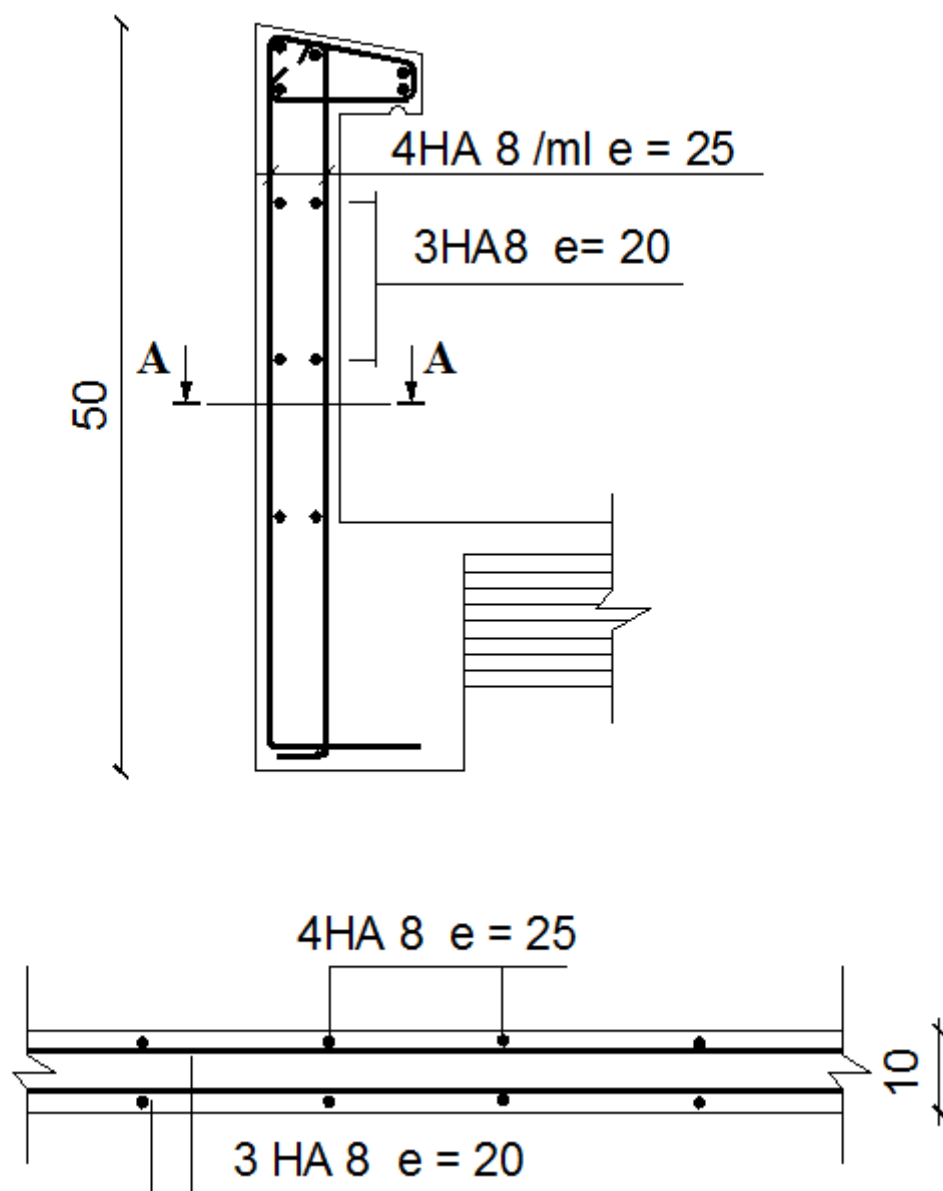
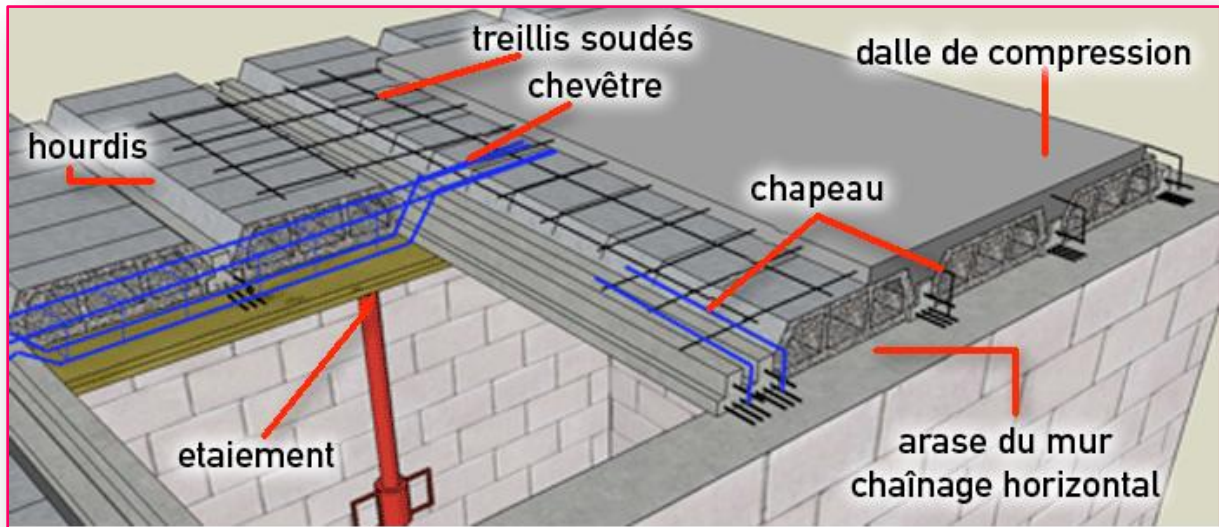


Figure 1.2.Ferraillage de l'acrotère

III.2 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 disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

1) Détermination des dimensions

de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

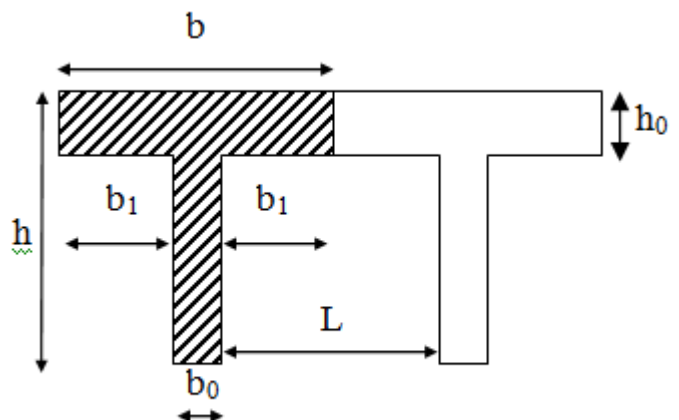


Fig.III.2.1. Section en T

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

$$\text{Avec : } b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

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

$$L_1 = 370 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{370}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 37, 32) \longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression

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

flexion composée

Calcul de la poutrelle

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

a.1) Avant le coulage

avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges.

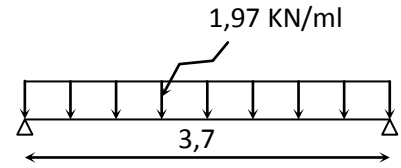
combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 197.4 \text{ kg/ml} = 1.97 \text{ KN/ml}$$

a.2) calcul du moment isostatique

$$\mu_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,97 \times 3,7^2}{8} = 3,37 \text{ N.m}$$

$$v = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,97 \times 3,7}{2} = 3,64 \text{ KN}$$

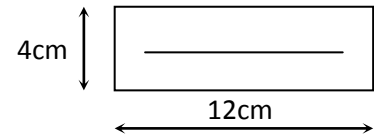


a.3) ferrailage de la poutrelle

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{\mu_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{3,37 \cdot 10^6}{120 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 4,94 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



Comme la section de la poutrelle est très réduite, on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais est compris entre 80 et 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis. Elle aura une section en T, et soumise aux charges suivantes :

* Plancher étage courant (usage d'habitation) :

- poids du plancher : $G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$

* Plancher RDC et s-sol

- poids du plancher : $G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

b.1) combinaison d'actions

* Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$\text{à l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 0,98 = 5,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS : } Q_s = G + Q = 3,315 + 0,98 = 4,295 \text{ kN/ml}$$

* Plancher RDC et s-sol

$$\text{à l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 1,6 = 6,87 \text{ KN/ml}$$

à l'ELS : $Q_s = G + Q = 3.315 + 1,625 = 4,94 \text{ kN/ml}$

b.2) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

1) Choix de la méthode de calcul

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

$$1. \quad \left\{ \begin{array}{ll} Q < 2G & \text{on a: } Q = 2,5 \text{ KN/ml} < 2 \times 5,1 \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 2,5 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow **condition vérifiée**

3. Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{370}{360} = 1,027, \frac{360}{360} = 1, \frac{360}{290} = 1,241, \frac{290}{360} = 0,805 \text{ et } \frac{360}{370} = 0,972 \quad \text{on a :}$$

sont comprise entre 0,8 et 1,25 \Rightarrow **condition vérifiée**

4. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion

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

2) calcul des coefficients

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w, M_e : le respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

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

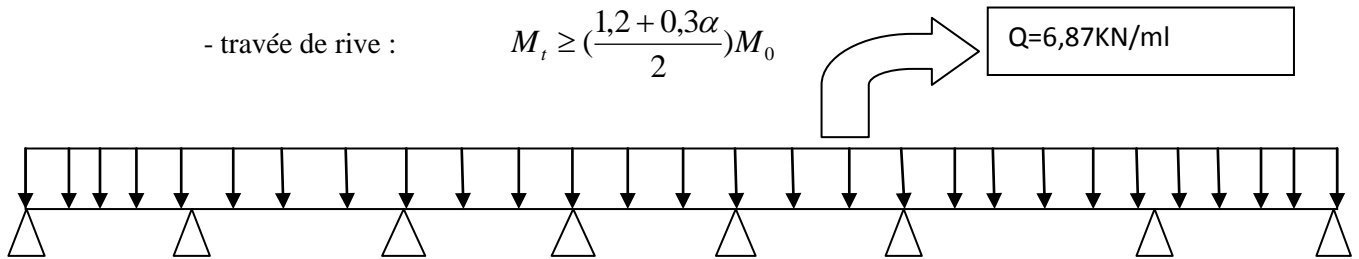
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,5}{5,1+2,5} = 0,196 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

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

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

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

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



On aura après calcul : $\alpha = 0,196$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,058$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,529$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,629$$

4) calcul des moments isostatiques

Remarque : on prend la grande charge enter l'étage courante, le RDC et le s-sol

$Q_u = 6,87 \text{ KN/ml}$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,87 \times 3,7^2}{8} = 11,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,87 \times 3,6^2}{8} = 11,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6,87 \times 3,6^2}{8} = 11,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{6,87 \times 2,9^2}{8} = 7,22 \text{ KN.m}$$

Calcule des moments aux appuis :

Le 1^{ère} et le 8^{ème} appui : $0,3M_{01}=0,3\times 11,75=3,525 \text{ KN.m}$

Le 2^{ème} et 7^{ème} appui : $0,5\text{Max}(M_{01}, M_{02})=0,5\text{Max}(11,75 \quad 11,12) = \max(5,08 \quad 4,61) = 5,875 \text{ KN.m}$

Le 3^{ème} et 6^{ème} appui : $0,4\text{Max}(M_{02}, M_{03})= 0,4 \text{Max}(11,12 \quad 11,12)= 4,448 \text{ KN.m}$

Le 4^{ème} et 5^{ème} appui : $0,4\text{Max}(M_{03}, M_{04})= 0,4 \text{Max}(11,12 \quad 7,22)= 4,448 \text{ KN.m}$

3) calcul des moments en travée

- travée de rive

$$\blacksquare \quad M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,629 M_0$$

$$\blacksquare \quad M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,058M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,658M_0$$

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

On prend $M_t = 0,7 M_0$

- Travée intermédiaire

$$\blacksquare \quad M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,529 M_0$$

$$\blacksquare \quad M_t + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,058M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,658M_0$$

$$\blacksquare \quad M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,55M_0$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

Application numérique :

- Travée de rive $M_t = 0,7 M_0 = 0,7 \times 11,75 = 8,225 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire

▪ **La travée 2,3,5 et 6 :** $M_t = 0,7 M_0 = 0,7 \times 11,12 = 7,784 \text{ N.m}$

▪ **La travée 4 :** $M_t = 0,7 M_0 = 0,7 \times 7,22 = 5,054 \text{ KN.m}$

5) calcul des efforts tranchants

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

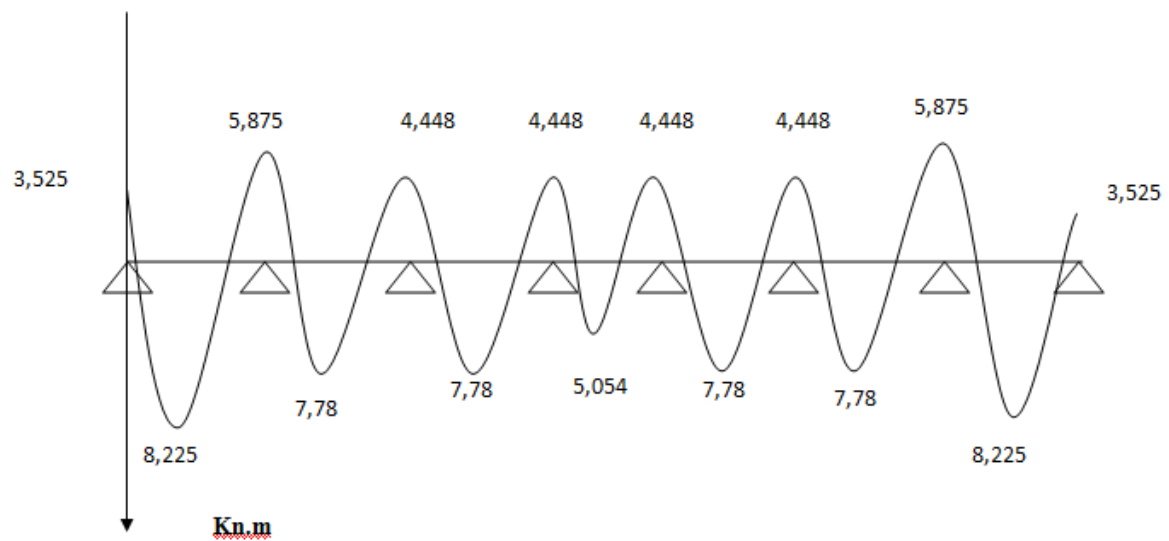
$$T_e = T_w + q_u L$$

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

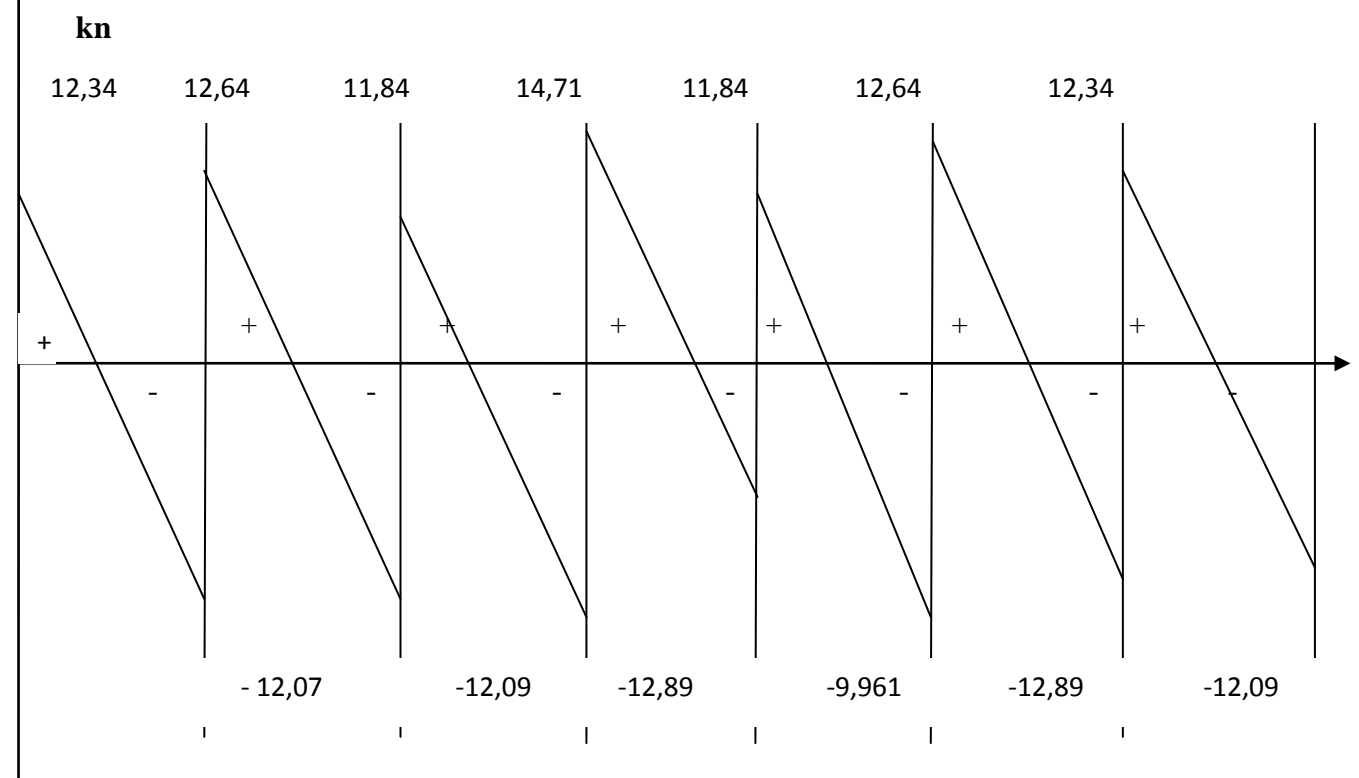
| Travée | La travée 1 | La travée 2 | La travée 3 | La travée 4 | La travée 5 | La travée 6 | La travée 7 |
|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| M_w (KN.m) | 3,525 | 5,855 | 4,885 | 4,885 | 4,855 | 4,885 | 5,855 |
| M_e (KN.m) | 5,855 | 4,885 | 4,885 | 4,885 | 4,885 | 5,588 | 3,525 |
| T_w (KN) | -12,07 | -12,09 | -12,89 | -9,961 | -12,89 | -12,09 | -12,07 |
| T_e (KN) | 12,34 | 12,64 | 11,84 | 14,71 | 11,84 | 12,64 | 12,34 |
| M_t (K N.m) | 8,225 | 7,784 | 7,784 | 5,054 | 7,784 | 7,784 | 8,225 |

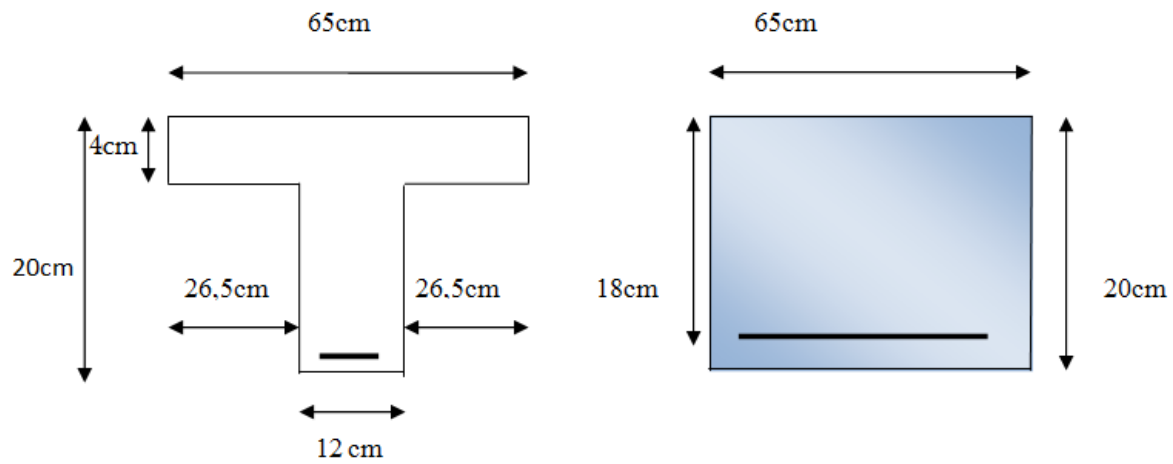
Tableau II.2 .2:les moment fléchissant et effort tranchant

5.1)Diagramme des moments fléchissant



5.2)diagramme des efforts tranchant





6) calcul des armatures

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8,225 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,875 \text{ KN.m}$$

6.1) calcul à l'ELU

a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

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

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 8,225 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,225 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{8,225 \times 10^3}{0,9865 \times 18 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis

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

$$M_a^{\max} = 5,875 \text{ N.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,875 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,019 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,019 \rightarrow \beta = 0,9905$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{5,875 \cdot 10^3}{0,9905 \cdot 18 \cdot 348} = 0,946 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,946 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales

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

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

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

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

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

Espacement des armatures transversales

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

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \cdot 400}{12 \cdot 0,4} = 47,5 \text{ cm}$$

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

6.2) Vérification à l'ELU

a) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,71 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,681\text{MPa} \quad \tau_u = 0,681\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$$

Condition vérifiée

b) Condition de non fragilité

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

En travée

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

..

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,71 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 1 \cdot \pi \cdot 14} = 2,06\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 2,06 MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MP_a \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 25 = 0,12976 MN.m^2$$

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

Appuis de rive

$$V_{\max} = 12,34 KN < 129,76 KN \quad \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires

$$V_{\max} = 14,71 + 9,961 = 24,61 KN < 129,76 KN \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

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

Appuis de rive

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (14,71 - \frac{8,225}{0,9 \cdot 0,18}) = 1,042 cm^2$$

$$A = 1,13 \geq 1,04 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires

$$A = 2,36 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (20,02 - \frac{7,54}{0,9 \cdot 0,18}) = -0,765 cm^2$$

$$A = 2,36 \geq -0,765 cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

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

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

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{20,02 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 140} = 0,882 < \bar{\sigma}_{bc}$$

Condition vérifiée

7) calcul à l'ELS

a) calcul des moments isostatiques

$$q_s = 4,94 \text{ N.m}$$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4,94 \times 3,7^2}{8} = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{4,94 \times 3,6^2}{8} = 8,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{4,94 \times 3,6^2}{8} = 8,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{4,94 \times 2,9^2}{8} = 5,19 \text{ KN.m}$$

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

$M_t = 0,7 M_0 \rightarrow$ travée intermédiaire

b) Etat limite de la compression de béton

En travée

$$M_t^{\max} = 5,91 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 2,36}{18 \cdot 12} = 1,092$$

$$\rho_1 = 1,092 \rightarrow \beta_1 = 0,8568 \rightarrow K = 19,78$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,91 \times 10^3}{0,8568 \times 18 \times 2,36} = 162,58 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- *Contrainte de compression dans le béton :*

La fissuration peu nuisible, donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{162,58}{19,78} = 8,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition vérifiée

Aux appuis

D'après le calcul des moments dans ULE on trouve que le moment Max est dans l'appui

2 et 7 alors $M_t^{\max} = 0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = 0,5 \text{Max} (8,45 \quad 8,00)$

$$M_t^{\max} = 4,225 \text{ Kn.m}$$

la table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 1,13}{18 \cdot 12} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,713 \rightarrow \beta_1 = 0,8924 \rightarrow \alpha_1 = 0,325 \rightarrow K = 31,22$$

- *Contrainte dans l'acier*

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,225 \cdot 10^3}{0,8924 \cdot 18 \cdot 1,13} = 232,76 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- *Contrainte dans le béton*

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{232,76}{31,22} = 7,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

la vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU.

d) vérification des ouvertures de fissuration

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.

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

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

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

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

M_0 : moment isostatique,

L : portée libre,

M_t : moment de flexion,

B_0 : largeur de nervure.

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

condition vérifiée

$$2- \frac{h}{L} = 0,05 > \frac{5,91}{15.11,75} = 0,0335$$

condition vérifiée

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,36}{18.12} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009$$

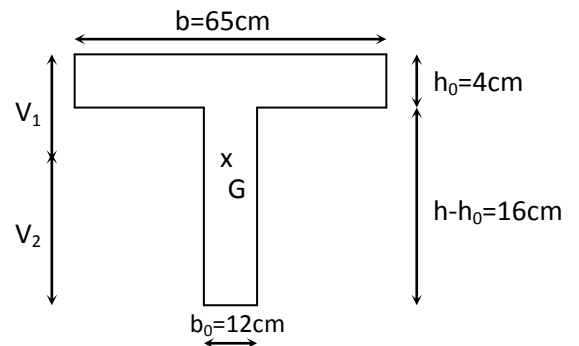
condition non vérifiée

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

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

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

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



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 section homogénéisée par rapport à xx

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

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

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,10^3 + 12,9^3) + (65 - 12)4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,36(12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,05 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,77$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 162,58 + 2,1} = 0,600$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 20021,05}{1 + 3,77 \times 0,610} = 6751,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20021,01}{1 + 1,5 \times 0,600} = 11591,11 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,6 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{5,91 \times (3,7)^2 10^7}{10 \times 32164,2 \times 6751,09} = 0,372 < \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{5,91 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11500,31} = 0,645 < \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_T = \frac{4L_x}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 Ø 6 = 1,7 cm², avec S_t = 15cm

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 Ø 6 = 1,7 cm², avec S_t = 15 cm

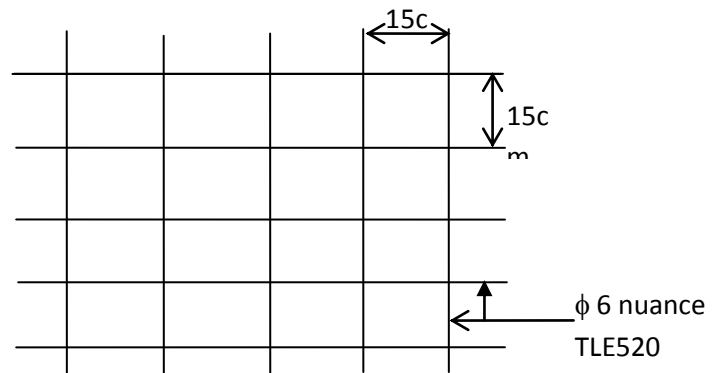


Figure II.2.1 : Treillis soudé de 15x15cm

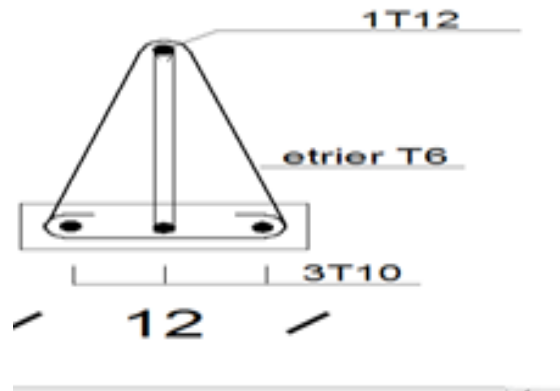
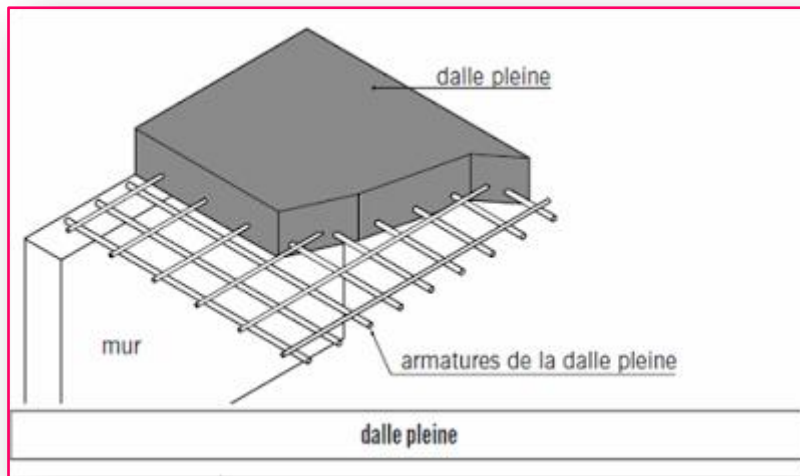


Fig. III.2.2 : Ferrailage de la poutrelle

III.3 Les balcons



Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive réalisé en dalle pleine; son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 1,45 \text{ m}$$

$$ep \geq \frac{145}{10} = 12 \text{ cm}$$

On prend $ep = 15\text{cm}$

| N° | Composition | Epaisseur (m) | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | G (KN/m ²) |
|----|----------------------------|---------------|-----------------------|------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Couche de sable | 0.03 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle pleine en béton armé | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit en mortier ciment | 0.02 | 22 | 0.44 |

Tab. III.3.1 charges permanentes

Charges et surcharges :

Poids propre de la dalle plane $G1=5,31$ KN/ml

Poids propre du garde-corps : $G2 = 1$ KN/ml

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

Combinaison des charges :

$$ELU \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G1 + 1,5 Q1 = 12,13 \text{ kn/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G2 = 1,35 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_{s1} = G1 + Q1 = 8,82 \text{ kn/ml} \\ q_{s2} = G2 = 1 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

1) Calcul à l'ELU :

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

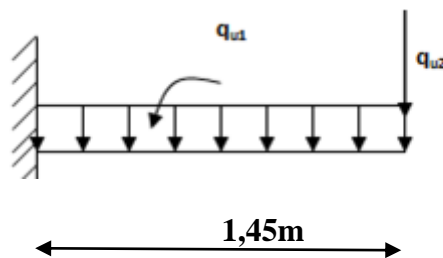


Figure III.3.1 : Schéma statique de balcon

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} l = \frac{12,135 \times 1,45^2}{2} + 1,35 \times 1,45 = 14,71 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 13,48 \text{ kn}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,061$$

$$\text{On } \mu = 0,061 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,9685$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,71 \times 10^3}{0,9685 \times 13 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$, $St1 = 25\text{cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_{r2} = 25 \text{ cm}$

2) Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

b) Ecartement des barres :

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

$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

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

$S_{r2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

c) 3) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min\{0,15 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\} \text{ «Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{13,48 \times 10^3}{100 \times 13} = 0,10 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,75 \text{ Mpa} \text{ «Condition vérifiée»}$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$
$$\sum U_i = 5 \pi 10 = 157,079 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{13,48 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157,079} = 0,733 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \text{ «Condition vérifiée»}$$

3. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 - 3,93 (13 - y) \times 15 = 0$$
$$\Leftrightarrow 50 y^2 + 58,95 y - 766,35 = 0$$

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

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

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2}$$

$$M_s = (q_{s1} l^2 / 2) + q_{s2} \times l = [8,82 \times (1,2)^2 / 2] + [1 \times 1,2] = 7,55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,55 \times 10^6}{67419100} 33,69 = 3,77 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f t 28} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n x \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 x \frac{7,55 \times 10^6}{67419100} \times (130 - 33,69) = 209,56 \text{ Mpa}$$

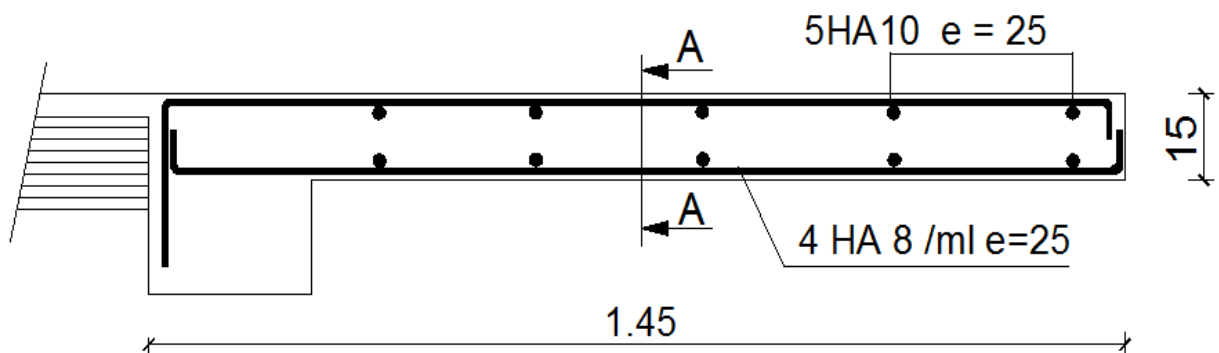


Figure III.3.1 : ferrailage de balcon

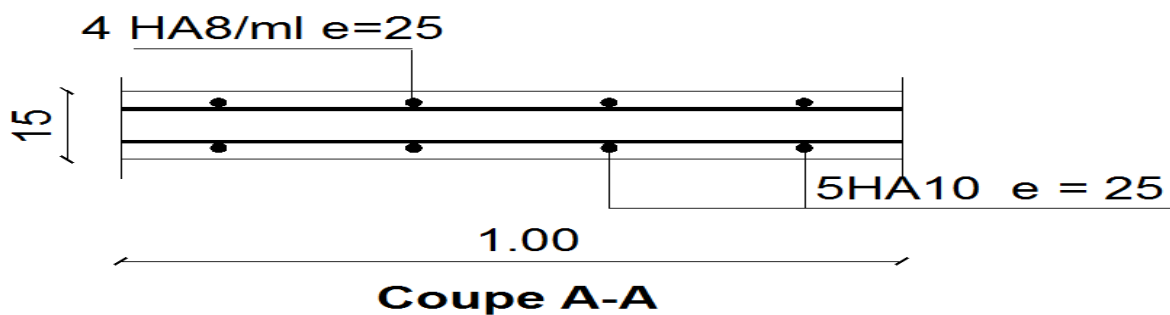


Figure III.4.1 : ferrailage de balcon

III. 4 Etude de la charpente

1) Introduction

Notre bâtiment comporte plusieurs charpentes en bois suivant les décrochements en élévations, qui seront composées de deux versants inclinés d'un angle « α » par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

2) Charges et surcharges

On a :

$$: \alpha = 33,66^\circ$$

$$\begin{cases} \sin \alpha = 0,554 \\ \cos \alpha = 0,832 \end{cases}$$

a). Poids propre G

| | |
|--------------------------|--|
| -Couverture en tuiles | $\frac{0,4}{\cos \alpha} = \frac{0,4}{0,832} = 0,48 \text{ KN/m}^2$ |
| Fermes, pannes, chevrons | $\frac{0,8}{\cos \alpha} = \frac{0,8}{0,832} = 0,961 \text{ KN/m}^2$ |
| | $G = 1,441 \text{ KN/m}^2$ |

b) Charges d'exploitations Q :

$$Q = \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{1}{0,832} = 1,20 \text{ KN/m}^2$$

D'où la combinaison suivante :

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (1,44) + 1,5 (1,2) = 3,74 \text{ KN/m}^2$$

ELS : $G+Q=1,44+1,2=2,64 \text{ KN/m}^2$

3) Détermination des efforts revenant aux différents éléments

3.1 Effort revenant aux pannes

-Espacement des pannes : 1m

-Portée des pannes : 8,1m

Avec : $q_p = 3,74 \times 1,35 = 5,049 \text{ KN/ml}$

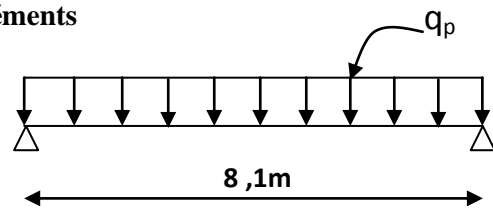


Fig. 5 : Schéma de chargement de la panne.

4.) Détermination des efforts

A) Décomposition de q_p

4.1 Calcul de la panne

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 5,049 \times \sin (33,66) = 4,2 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 5,049 \times \cos (33,66^\circ) = 2,797 \text{ KN/ml}$$

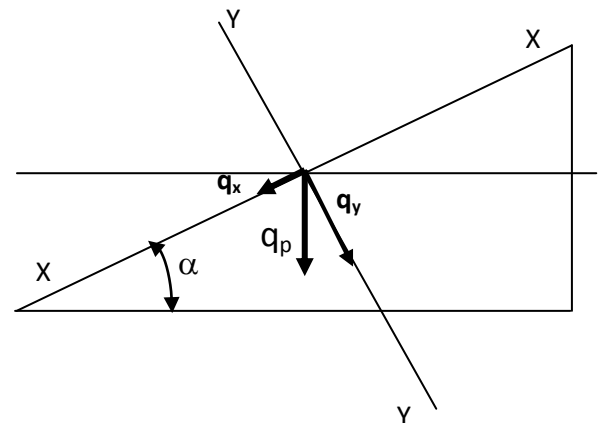


Fig. 6 : Schéma statique de la panne.

B) Contraintes

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma}_f$$

Sachant que le bois utilisé est le bois de sapin de catégorie I, d'après les règles CB 71 $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

C) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{4,2 \times 8,1^2}{8} = 34,4 \text{ kN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{2,8 \times 8,1^2}{8} = 22,96 \text{ kN.m} \end{cases}$$

D) Vérification de la section de la panne (105 × 225) [mm²]

D.1. Module de résistance

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 886 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D.2. La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{34,4 \times 10^2}{886} + \frac{22,96 \times 10^2}{413} = 9,439 \text{ daN/cm}^2 \quad \langle \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow \text{La section adoptée est admise.}$$

D.3. Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec : L : Portée de la panne (Article 4.962 / CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{810}{300} = 2,7 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F: 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à l'ELS $\sigma_s = 70.2 \text{ daN/m}^2$:

$$f = \frac{5 \times 9,439 \times 810^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 0,437 \text{ cm} < \bar{f} = 2,7 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible \Rightarrow Notre section est bonne.

Donc on garde les dimensions **(10,5×22,5) cm²**

3.2 Effort revenant aux chevrons

-Espace des chevrons : 0,8 m

-Portée des chevrons : 1m

Avec : $q_c = 0,5 \times 3,74 = 1,87 \text{ KN/ml}$

4.2. Calcul des chevrons

Aux appuis : $M_a = 0,8 M_0$

En travée : $M_t = 0,6 M_0$

Avec $M_0 = \frac{1,87 \times 1^2}{8} = 0,233 \text{ KN/ml}$ avec : $L_c = 1 \text{ m}$

$M_a = 0,8 \times 0,233 = 0,186 \text{ KN/ml}$

$M_t = 0,6 \times 0,233 = 0,139 \text{ KN/ml}$

A).La contrainte $\sigma = \frac{M_f}{I/V} < 142 \text{ daN/cm}^2$

C).Vérification de la section du chevron (50 × 70) [mm²]

C.1.Module de résistance

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ cm}^3$$

C.2.Les contraintes

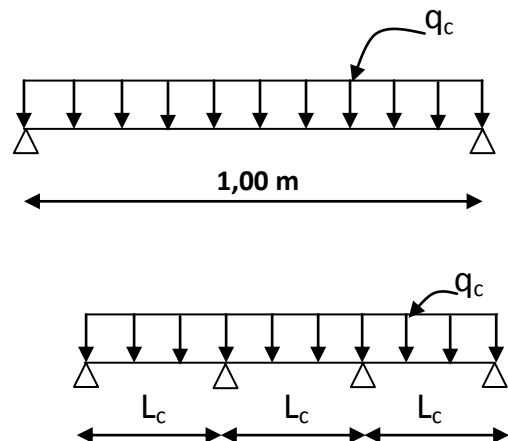


Schéma de chargement du chevron.

$$\text{Aux appuis : } \sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0,168 \times 10^4}{40,83} = 41,14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0,139 \times 10^4}{40,83} = 34,04 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (41,14 ; 34,04) < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

la condition vérifiée

Donc la section adoptée est bonne.

C.3.Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait à l'ELS.

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\overline{f} = \frac{L}{200} \quad (\text{CB 71})$$

Avec

L : Portée du chevron

$$\overline{f} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche réelle est : } f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$$

$$\text{Aux appuis : } f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 41,14 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,093 \text{ cm} < \overline{f}$$

$$\text{En travée} : f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 34,04 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,077 \text{ cm} < \overline{f}$$

Donc la section choisie est bonne.

Les linteaux

4.1 Calcul de la linteaux

-Espacement des linteaux : 0.3m

-Portée des pannes : 0,5m

-la section des section (30×40) mm²

Avec : $q_p = 3,74 \times 0,5 = 1,875 \text{ KN/ml}$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 1,875 \times \sin (33,66) = 1,56 \text{ KN}$$

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 1,875 \times \cos (33,66^\circ) = 1,038 \text{ KN/ml}$$

B) Contraintes

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma_f}$$

Sachant que le bois utilisé est le bois de sapin de catégorie I, d'après les règles CB 71 $\overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$

C) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{1,56 \times 0,5^2}{8} = 0,048 \text{ kN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1,56 \times 0,5^2}{8} = 0,0225 \text{ kN.m} \end{cases}$$

D) Vérification de la section de la panne (30 × 40) [mm²]

D.1. Module de résistance

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^3}{6} = 8 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3^3 \times 4}{6} = 6 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D.2. La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{4,8 \times 10^2}{886} + \frac{2,5 \times 10^2}{413} = 97,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \langle \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma \leq \overline{\sigma_f} \Rightarrow \text{La section adoptée est admise.}$$

D.3. Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec : } L : \text{Portée de la panne (Article 4.962 / CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{50}{300} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à l'ELS $\sigma_s = 70,2 \text{ daN/m}^2$:

$$f = \frac{5 \times 97,5 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times 2} = 0,07 \text{ cm} \quad \bar{f} = 0,077 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible \Rightarrow Notre section est bonne.

Etude de vent :

a) Pressions dynamique :

$$Q = (46 + 0,7h)$$

Avec h la hauteur d bâtiment : $h = 27,7 \text{ m}$

$$Q = (46 + 0,7 \times 27,7) = 46,39 \text{ kg/m}^2$$

| | Versant au vent | Versant sous vent |
|--|-----------------|-------------------|
|--|-----------------|-------------------|

b) Pressions dynamique de base Q_C :

$$Q_C = q \times k_s \times k_r \times k_m \times \delta$$

Site normale : $k_r = 1,4$

Effet de masque : aucune façade de la toiture n'est abritée

$k_m = 0,79$

Effet de dimension

Est donnée par le diagramme (s- δ) en fonction de la plus grande dimension de bâtiment

27m : $\delta = 0,78$

D'où :

$$Q_C = 46,39 \times 1 \times 1,4 \times 0,79 \times 0,78 = 39,99 \text{ kg/m}^2$$

c) Calcul de coefficient de pression

- coefficient de pression extérieures c_e : $10^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

Toiture au vent :

$$c_e = -2(0,45 - \frac{\alpha}{100}) \quad c_e = -0,4$$

Toiture sous vent :

$$c_e = -2(0,6 - \frac{\alpha}{100}) \quad c_e = -0,425$$

- coefficient de pression intérieure

cas de pression : $c_i = 0,3$

cas de dépression : $c_i = -0,3$

→ vent

- combinaison c_e, c_i

| | | |
|-------------------|------|---------|
| cas de pression | -0,7 | 0-0,725 |
| cas de dépression | -0,1 | -0,125 |

- vérification au soulèvement du vent
calcul de pression portante

➤ cas de pression : $U_p = U_1 + U_2$

$$U = q_c (c_e - c_i) s_t$$

Avec : s_t la surface exposée au vent

$$\text{Versant au vent} = 39,99 \times (-0,7) \times 334,74 = -9472,83 \text{ kg}$$

$$\text{Versant sous vent} = 39,99 \times (-0,725) \times 338,4 = -8339,10 \text{ kg}$$

$$U_p = 17811,93 \text{ kg}$$

➤ Cas de dépression :

$$U_p = U_1 + U_2$$

$$U = q_c (c_e - c_i) s_t$$

Avec : s_t la surface exposée au vent

$$\text{Versant au vent} = 39,99 \times (-0,1) \times 338,4 = -1353,26 \text{ kg}$$

$$\text{Versant sous vent} = 39,99 \times (-0,125) \times 338,4 = -1691,57 \text{ kg}$$

$$U_p = 3044,83 \text{ kg}$$

On doit vérifier que : $U < P = G \times S$

G : le poids propre de la toiture

S : la surface horizontale de bâtiment

U : la portance

$$P = 1,32 \times 338,4 = 446,7 \text{ kn} = 446,7 \times 10 \longrightarrow P = 4467 \text{ kg}$$

Donc : $U < P$

III.5 Calcul de la poutre de chaînage :

1. Introduction :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités elle support en plus de son poids propre celui de la cloisons extérieure

2. Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$\text{Donc : } 24\text{cm} \leq h_t \leq 36\text{cm}$$

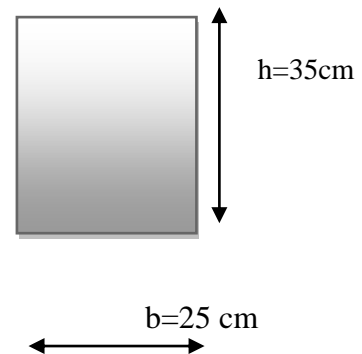
Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25\text{cm}$



c) Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

$$b \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots 25 > 20 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots 30 > 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{30}{25} = 1,2\text{cm} < 4\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre paliera à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

3) Détermination des charges revenant a la poutre :

Les charges permanentes :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur double cloison : } 2,36 \times 2,6 = 8,496 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du plancher : } 5,1 \times 0,65/2 = 1,875 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_T = 12,02 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{La charge d'exploitation : } q = 3,5 \times 0,65/2 = 1,14 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Q = 1,14 \text{ KN/ml}}$$

Combinaison de charges :

L'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.5 \times 12.02 + 1.5 \times 1.14 = 18.33 \text{ KN/ml}$

L'ELS : $q_u = G + Q = 12.02 + 1.14 = 13.70 \text{ KN/ml}$

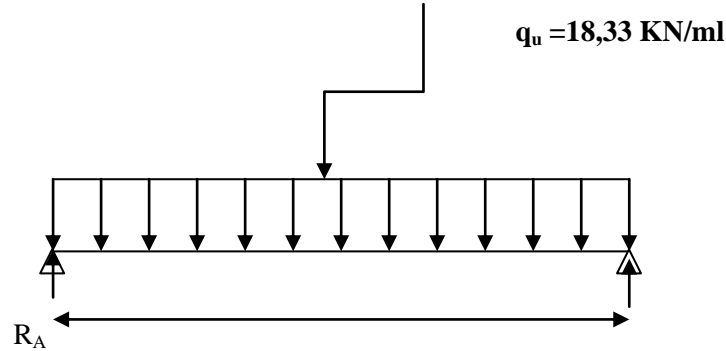


Fig.III.6.1 : Schéma statique de la poutre palière. ' ELU.

4) Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18,33 \times 3,6^2}{8} = 29,69 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{18,33 \times 3,6}{2} = 32,99 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 29,69 = -8,90 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 29,69 = 25,23 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

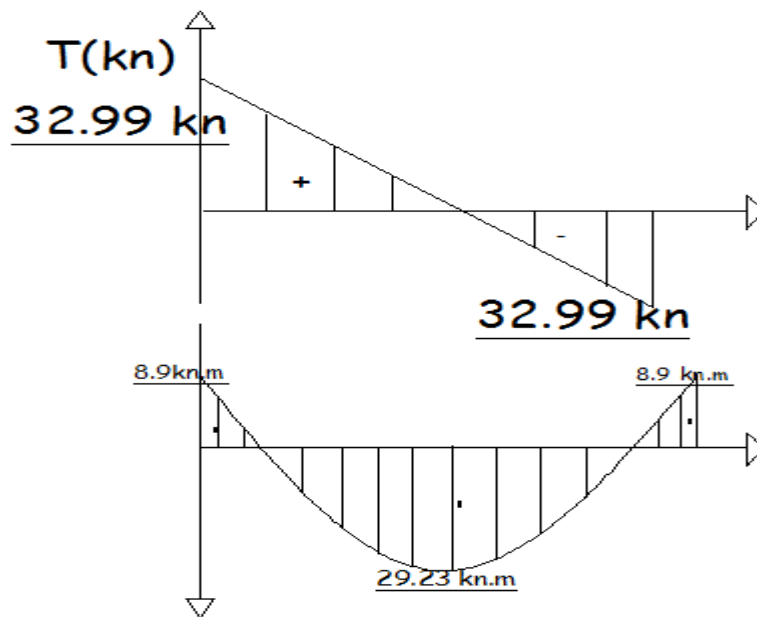


Fig.III.6.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

5) Calcul des armatures

➤ Armature principale :

• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{25,23 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,090$$

$$\mu_b = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{25,23 \times 10^3}{0,953 \times 28 \times 348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4,62 cm²**

• Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{8,9 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu_b = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,9845$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,9 \times 10^3}{0,9845 \times 28 \times 348} = 0,927 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2 HA12 = 2,26 cm²**.

6) Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 32,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{32,99 \times 10}{25 \times 28} = 0,471 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{ct28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,471 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{32,99 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3(1,4) \times 3,14} = 0,992 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,992 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.4 \text{ cm} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4 L_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_C = 0.4 \times 49.4 = 19.76 \text{ cm} \\ L_C = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.28 \times 0.25 = 420 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 32.99 \text{ KN} < 495 \text{ KN}$$

condition vérifiée

• Sur l'acier :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(32.99 \times \frac{8.9}{0.9 \times 0.28} \right) \times 10^{-2} = -0.000069 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > -0.000069 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

➤ Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,6 ; 0,875 ; 2,5\} = 0,875 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm²**. (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{25,2 ; 40 \text{ cm}\} = 25,7 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} ; \quad \frac{4,62 \times 400}{25 \times 25} = 2,727 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5 cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

7. Calcul à L'ELS

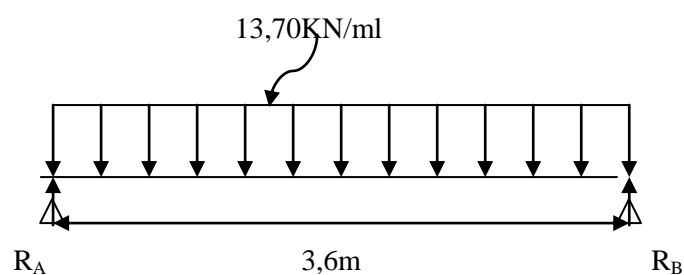


Fig. III.6.3 : Schéma statique de la poutre palière ELS

a) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{13,70 \times (3,6)^2}{8} = 22,19 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{13,70 \times 3,6}{2} = 24,66 \text{ N}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 22,19 = -6,65 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 22,19 = 18,864 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

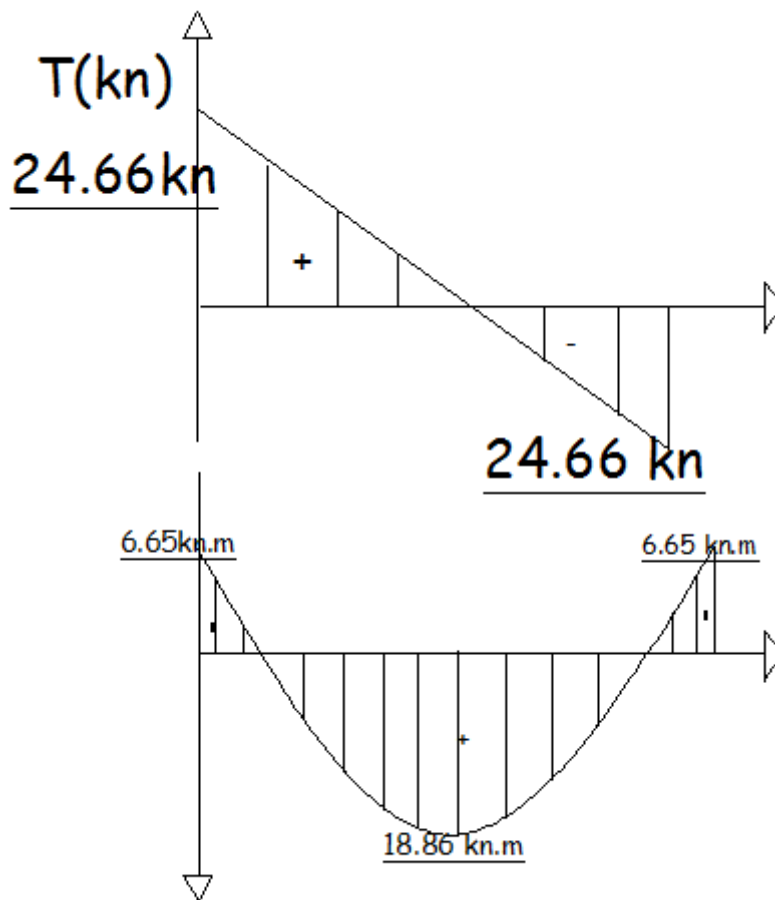


Fig. III.6.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

8. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66 \quad \beta_1 = 0,8818 \quad K_1 = 27$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{18,86 \times 10^3}{0,8818 \times 27 \times 4,62} = 171,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{171,46}{27} = 6,35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,35 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 28} = 0,322 \quad \beta_1 = 0,9119 \quad K_1 = 41,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{18,86 \times 10^3}{0,9119 \times 28 \times 2,26} = 326,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{326,83}{41,02} = 7,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

9. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

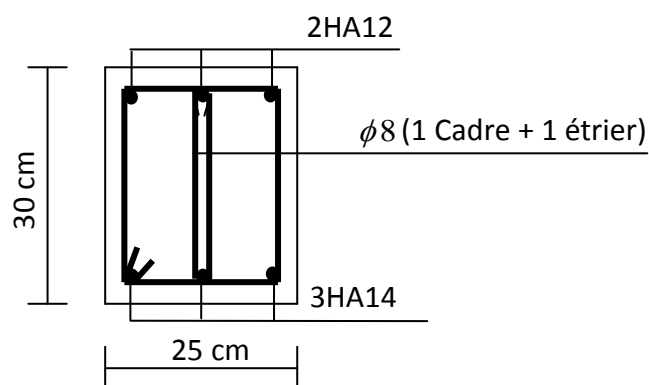
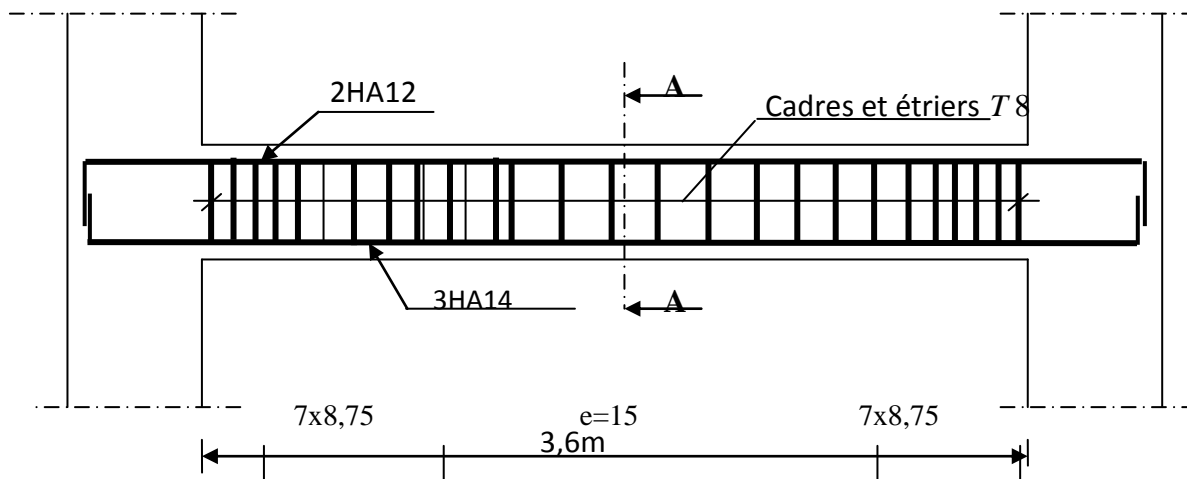
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,080 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{18,86}{10 \times 22,194} = 0,080 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.



Coupe A-A

Fig.III.6.5 Ferrailage de la poutre de chaînage

III.6 Calcul de la poutre palière :

1) Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2,9m (entre nu d'appuis).

2) Pré dimensionnement :

d) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10}$$

$$\text{Donc : } 19,33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 35\text{cm}$

e) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

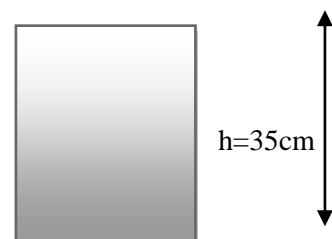
$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25\text{cm}$

f) Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

$$b \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \quad \text{condition vérifiée}$$


$$h_t \geq 35\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$



$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \frac{35}{25} = 1,4 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

$b = 25 \text{ cm}$



1) Détermination des charges revenant a la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

ELU $R_u = 37,09 \text{ KN}$ ELS $R_s = 23,62 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

l'ELU : $q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 2,19) + 37,09 = 40,04 \text{ KN/ml}$

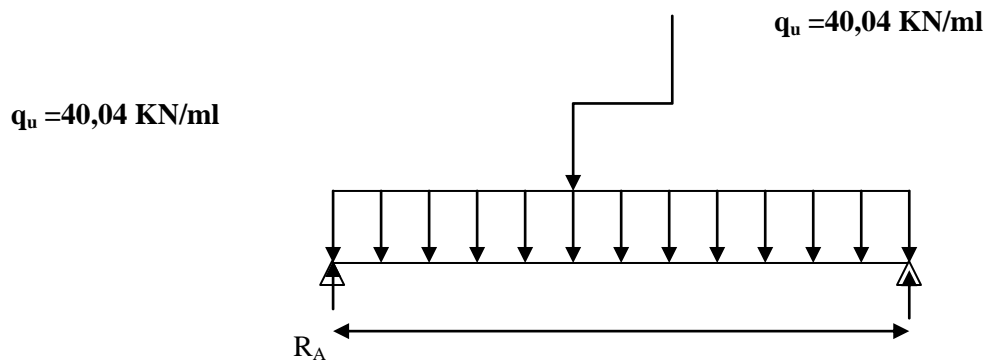


Fig.III.7.1 : Schéma statique de la poutre palière.' ELU.

4) Calcul des efforts à l'ELU :

f) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{40,04 \times 2,9^2}{8} = 42,09 \text{ KN.m}$$

g) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40,04 \times 2,9}{2} = 58,05 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 42,09 = -12,62 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 42,09 = 35,77 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

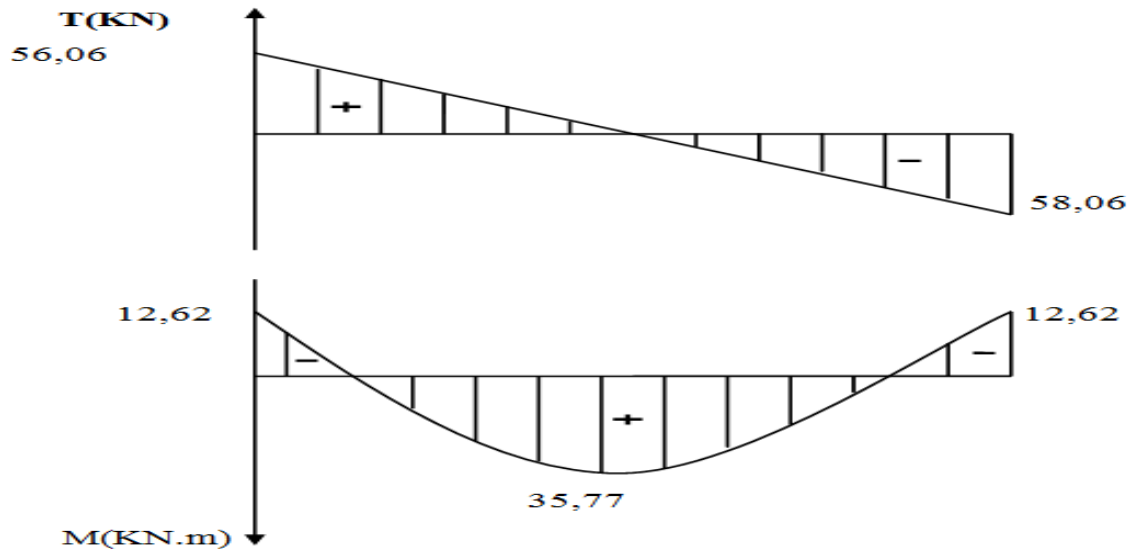


Fig.III.7.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

5) Calcul des armatures

➤ Armature principale :

• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35,77 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\mu_b = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,77 \times 10^3}{0,952 \times 33 \times 348} = 3,27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4,62 cm²**

• Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,62 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\mu_b = 0,032 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,62 \times 10^3}{0,984 \times 33 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2 HA12 = 2,26 cm²**.

6) Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

i) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 56,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{56,06 \times 10}{25 \times 33} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

j) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{56,06 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3(1,4) \times 3,14} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

k) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,4 \text{ cm} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4 L_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_C = 0.4 \times 49,4 = 19,76 \text{ cm} \\ L_C = 0.4 \times 42 = 16,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

1) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{ct28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,25 = 495 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 56,60 \text{ KN} < 495 \text{ KN}$$

condition vérifiée

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} (56,60 \times 10^3 - \frac{12,62 \times 10^6}{0.9 \times 330}) \times 10^{-2} = 0,405 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,405 \text{ cm}^2 > 0,336 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,6 ; 1 ; 2,5\} = 1 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm²**. (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7 ; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 25} = 1,344 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5 cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

7. Calcul à L'ELS :

Combinaison de charges :

$$\text{L'ELS : } q_s = G + R_s = 2,19 + 23,62 = 25,81 \text{ KN/ml}$$

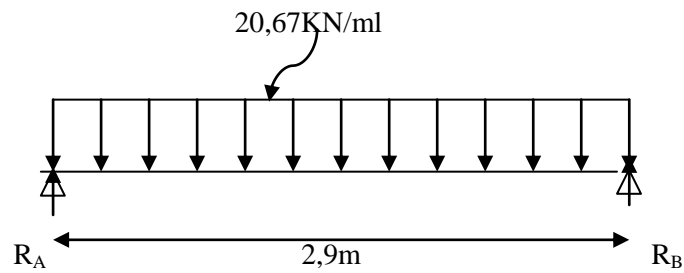


Fig. III.7.3 : Schéma statique de la poutre palière ELS

c) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25,81 \times (2,9)^2}{8} = 27,13 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,81 \times 2,9}{2} = 37,42 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 27,13 = -8,14 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 27,13 = 23,06 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

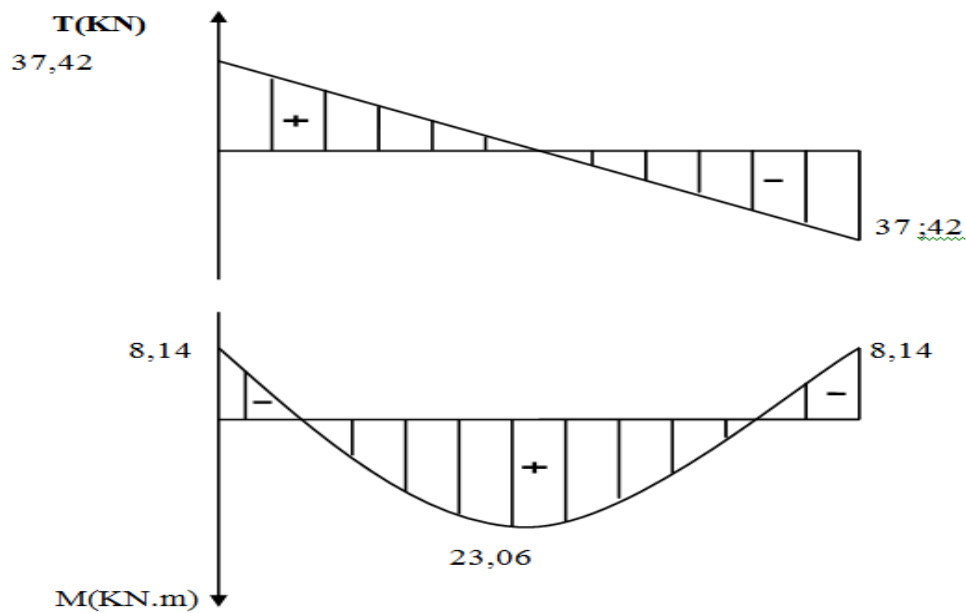


Fig. III.7.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

8. Vérifications à l'ELS :

c) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

d) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{bd} = \frac{100 x 4,62}{25 x 33} = 0,56 \quad \beta_1 = 0,885 \quad K_1 = 30$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{23,06 x 10^3}{0,885 x 33 x 4,62} = 170,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{170,90}{30} = 5,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 33} = 0,275$$

$$\beta_1 = 0,917$$

$$K_1 = 45,24$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{8,14 \times 10^3}{0,917 \times 33 \times 2,26} = 119,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{119,02}{45,24} = 2,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

9. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,125 \geq \frac{M_{tr}}{10 M_0} = \frac{23,06}{10 \times 27,13} = 0,085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

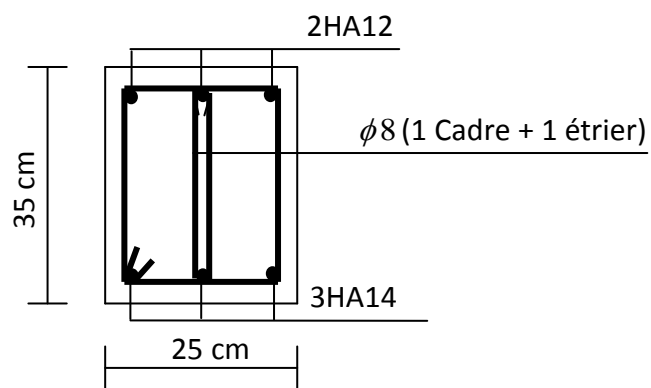
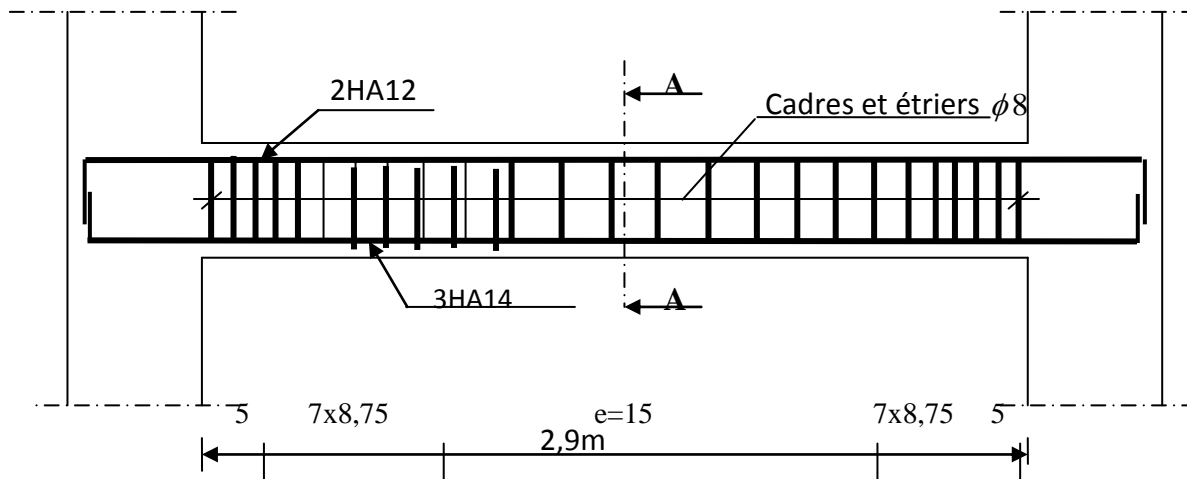


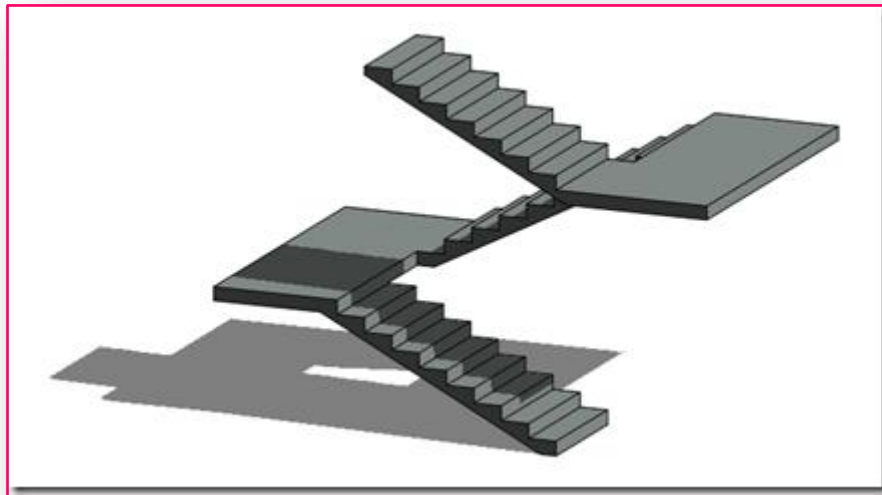
Fig.III.7.5 Ferrailage de la poutre palière

III.7 Calcul des escaliers :

1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées dans les étages courant, et escalier de 3 volées dans le RDC



➤ Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

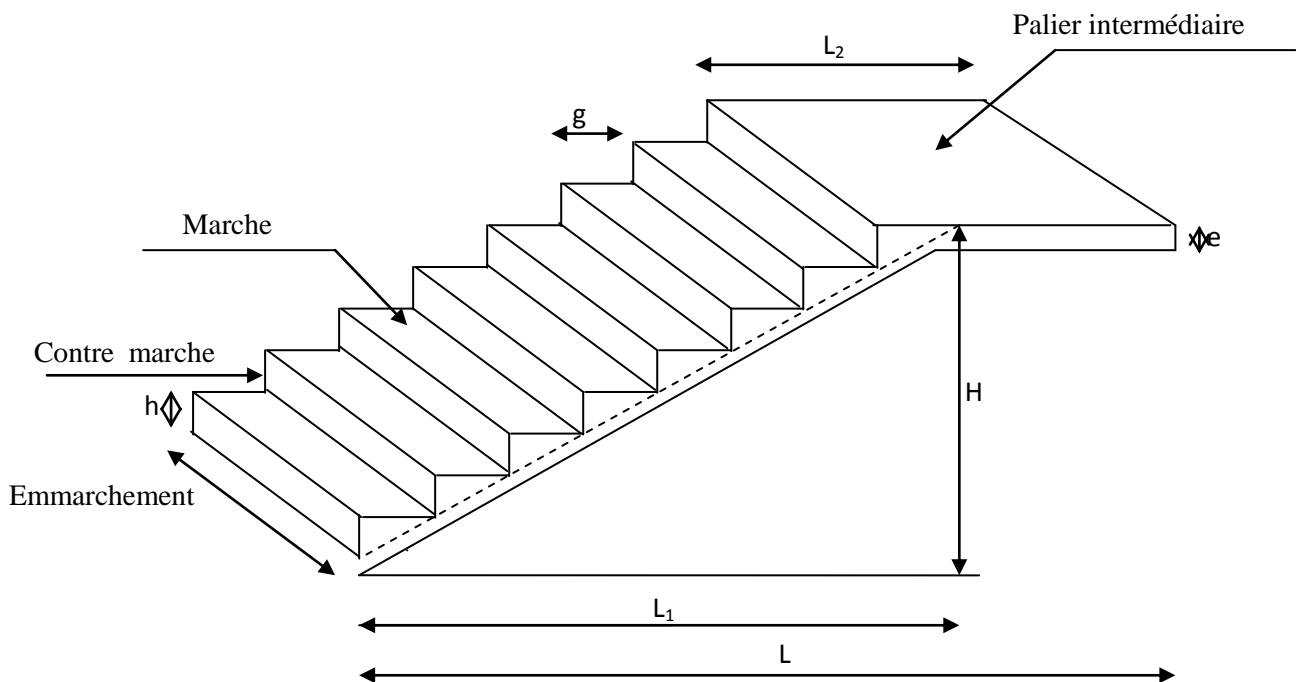


Fig. III.7.1 : Coupe verticale de l'escalier

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

REMARQUE

L'escalier de RDC il contient 3 volée le 2 et 3 sont les même avec les autres étages

I. Calcule le 1^{er} volée

1. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Volée (h=1.26m)

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

e nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Le calcul de 1^{er} volée

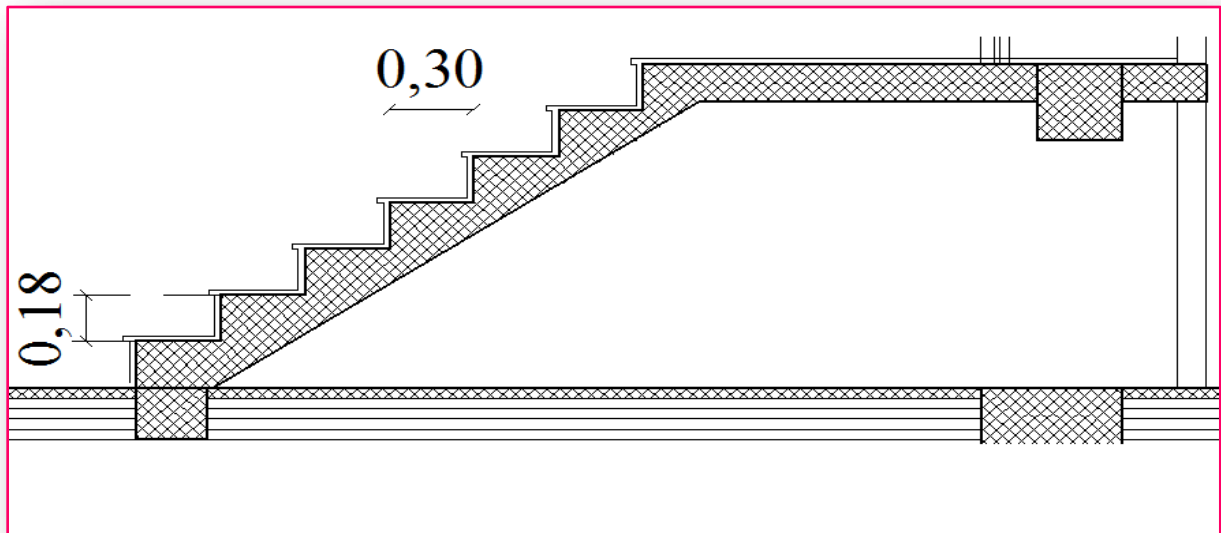


Fig III.7.1.1 : Le schéma d'escalier

$H_t = 126 \text{ cm}$

Soit : $h = 18\text{cm} = \frac{126}{7}$ le nombre de marche $m = 7 - 1 = 6$

Relation de BLANDEL

$$59 \leq g + (2 \times 18) \leq 66\text{cm}$$

$$23 \leq g \leq 30\text{cm}$$

Soit : $g = 30 \text{ cm}$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h + g = 66\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \text{condition est vérifiée}$$

La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

On : $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{126}{180} = 0,7 \quad \alpha = 45,27^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{180}{\cos 45,27} = 271,14\text{m}$

D'où $L = 271,14 + 200 = 471,14\text{cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{471,14}{30} \leq e_p \leq \frac{471,14}{20} \quad 15,37\text{cm} \leq e_p \leq 23,56\text{cm}$

Soit : **$e_p = 20\text{cm}$**

2. Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ Charges permanentes :

1. La paillasse :

| Elément | Poids (KN/m ²) |
|--|--|
| Poids propre de la paillasse | $\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,20}{\cos 45,27} = 7,14$ |
| Poids propre des marches | $\frac{25 \times 0,20}{2} = 2,5$ |
| Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit) | $0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.33 = 1.57$ |
| | G = 11,21 |

Tab. III.7.I.1. : Charge totale de la paillasse.

1. Le palier :

| Elément | POIDS (Kn/m²) |
|--|----------------|
| Poids propre de palier | 25x0,20=5 |
| Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) | 1,57 |
| | G =6,57 |

Tableau III.7.I.2. : Charge totale du palier.

➤ Les charges concentrées (mur):.

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = 3,05 \times 1,4 \times 1 = \mathbf{4,27 \text{ KN.m}^2}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

3. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 11,21 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 18,88 \text{ KN/ml}$
- le palier :
 $q_{2u} = (1,35 \times G = 1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 12,61 \text{ KN/ml}$
- le mur: $P_u = 1,35 \times 4,27 = 5,76 \text{ KN}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (11,21 + 2.5) \times 1 = 13,71 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (6,75 + 2.5) \times 1 = 9,07 \text{ KN/ml}$
- le mur : $P_s = 4,24 \text{ KN}$

4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

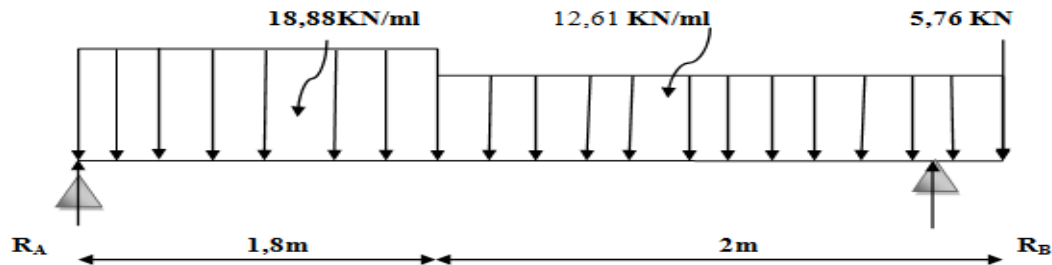


Fig.III.1.7.2 : diagramme des efforts à l'ELU

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = (12,61 \times 2) + (18,88 \times 1,8) + 5,76 = 64,96 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 64,96 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \times 3,8 - [(12,61 \times 2) \times 0,55] - [(18,88 \times 1,8) \times 2,45] + 5,76 \times 0,45 = 0$$

$$R_A = 28,22 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,8 + [(12,61 \times 2) \times 2,8] + [(18,88 \times 1,8) \times 0,9] + 5,76 \times 3,8 = 0$$

$$R_B = 36,74 \text{ kN}$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ **1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,8\text{m}$**

Efforts tranchants :

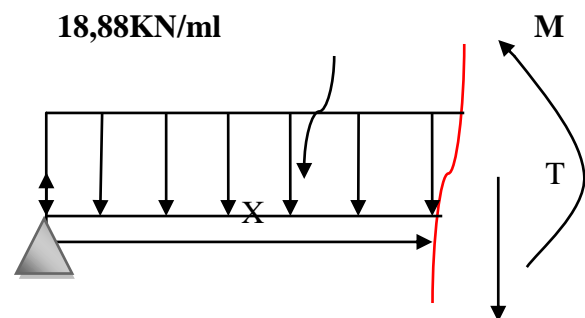
$$\sum F/y = 0 \implies T = -18,88x + 28,22$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 28,22 \text{ kN} \\ X = 1,65 \text{ m} \implies T(1,8) = -5,76 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -18,88 \frac{x^2}{2} + 28,22 x = -9,44x^2 + 28,22x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ X = 1,65 \text{ m} \longrightarrow M(1,8) = 20,21 \text{ kN.m} \end{cases}$$



$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,49 \text{ m} \quad \text{alors } M_{\max} = 21,09 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

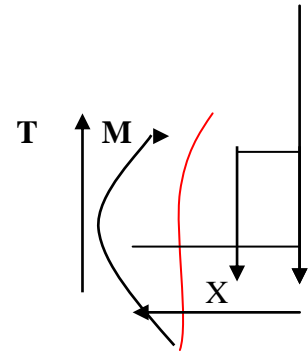
➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 0,45\text{m}$

Effort tranchant:

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 12,61x + 5,76$$

$$X=0 \quad T(0) = 5,76 \text{ KN}$$

$$X=0,45 \quad T(0,45) = 11,43 \text{ KN}$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -12,61 \frac{x^2}{2} - 5,76x + 0 = -6,3x^2 + 5,76x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0,45\text{m} \Rightarrow M(0,45) = 1,31 \text{ N.m} \end{cases}$$

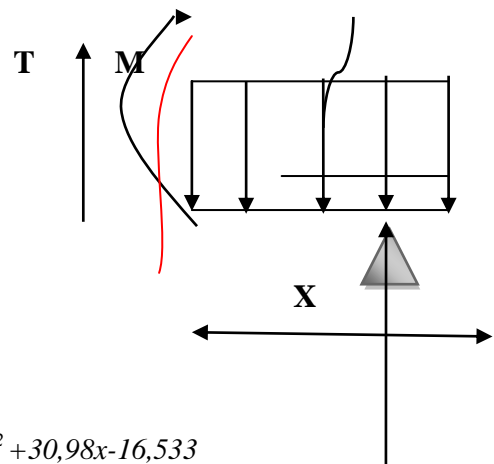
➤ 3^{ème} tronçon $0,45 \leq X \leq 2\text{m}$

Effort tranchant:

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 12,61x - 5,76 - 36,74$$

$$X=0 \quad T(0,45) = -25,30 \text{ KN}$$

$$X=0,45 \quad T(2) = -5,67 \text{ KN}$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -12,61 \frac{x^2}{2} - 5,76x + 36,74(x - 0,45) = -6,3x^2 + 30,98x - 16,533$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0,45) = -3,66 \text{ KN.m} \\ X = 2 \text{ m} \Rightarrow M(2) = 20,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,45 \text{ m} \quad \text{n'est inclus dans le tronçon } 0,45 \leq X \leq 2\text{m}$$

REMARQUE

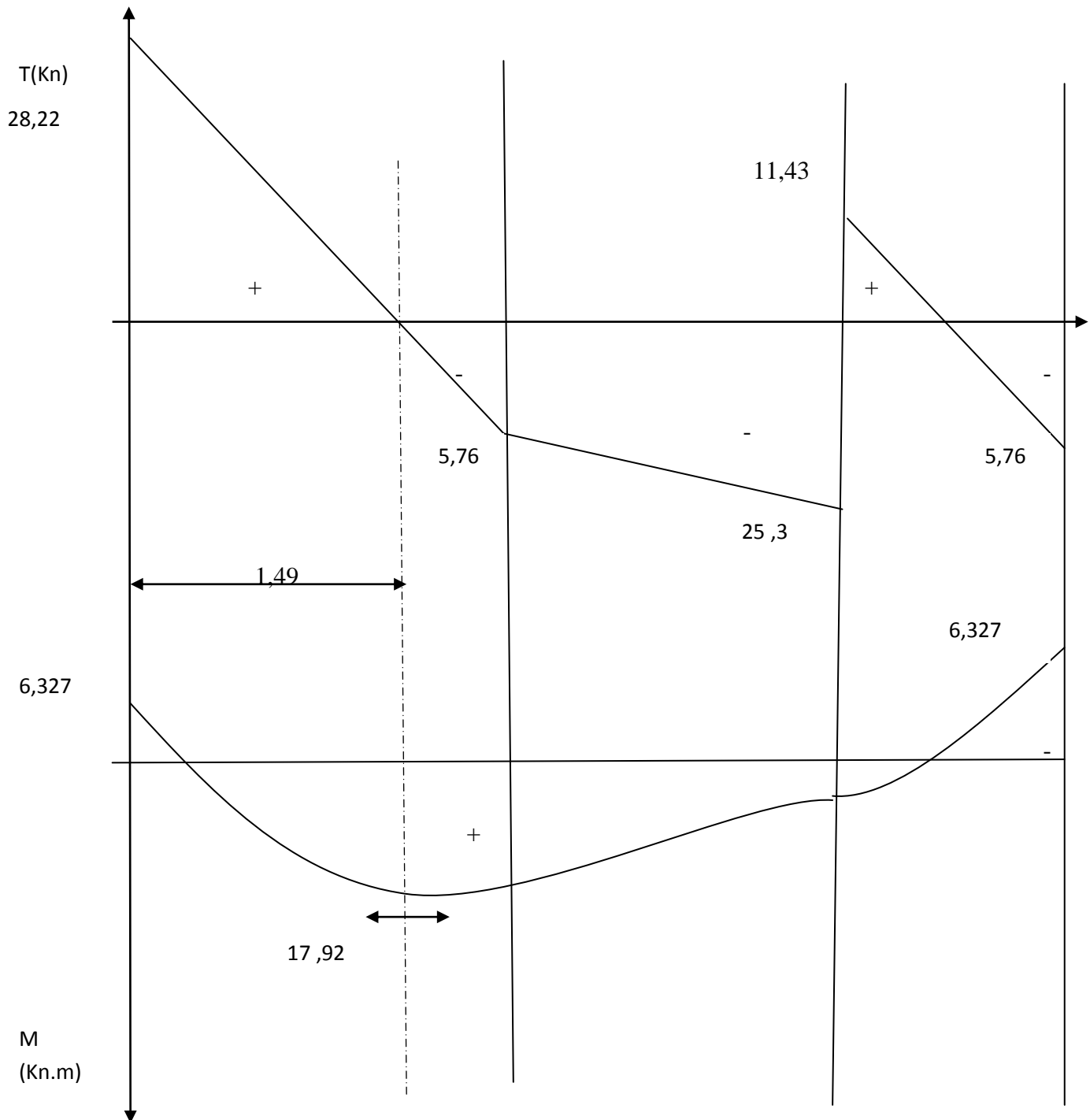
Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (21,09) = -6,327 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times (21,09) = 17,92 \text{KN}.$$



III.7.1.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

5. Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis :**

$$\underline{M_{u_{ap}} = 8,721 \text{ KN.m}}$$

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

• **Armatures principales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,32 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,013$$

$$\mu_a = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,013 \rightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,32 \times 10^3}{0.9935 \times 18 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3,14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

• **Armatures de répartition**

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

On opte pour : **4HA8=2,02 cm²** avec **S_t = 25cm.**

➤ **En travée :**

$$\underline{M_{u_{tra}} = 17,92 \text{ KN.m}}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,92 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17,92 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,91 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA12=4,52cm²** avec **S_t = 25cm**

- **Armatures de répartition.**

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

On opte pour : **4HA10= 3,14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

6. LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$$

condition vérifiée

$$\text{Travée : } S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$$

condition vérifiée

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$$

condition vérifiée

$$\text{Travée : } S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$$

condition vérifiée

b) **Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)**

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 2,52 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{27,5 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,152 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0,152 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

▪ **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$\text{On doit vérifier que : } T_u \leq 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 11,7 \text{ cm}$$

$$T_u \leq 0.4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 28,22 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

$$\text{On doit vérifier que : } A_{as} \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$$

$$4,52 \geq \left(28,22 + \frac{6,327}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,107 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{28.22 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 0.91 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}.$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 17 \text{ cm}$$

6. Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM

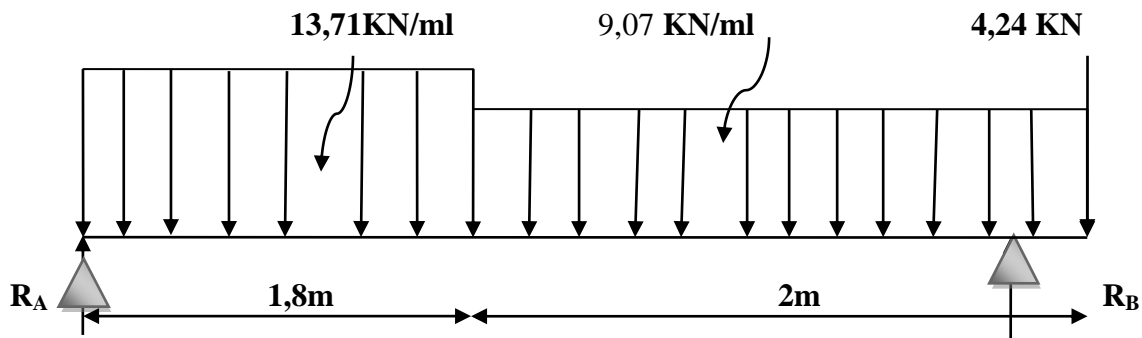


Fig. III.7.1.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = (9,07 \times 2) + (13,78 \times 1,8) + 4,24 = 47,84 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 47,84 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \times 3,8 - [(9,07 \times 2) \times 0,55] - [(13,78 \times 1,8) \times 2,45] + 4,24 \times 0,45 = 0$$

$$R_A = 20,54 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,8 - [(9,07 \times 2) \times 2,8] - [13,78 \times 1,8] \times 0,9 - 4,24 \times 3,8 = 0$$

$$R_B = 26,63 \text{ kN}$$

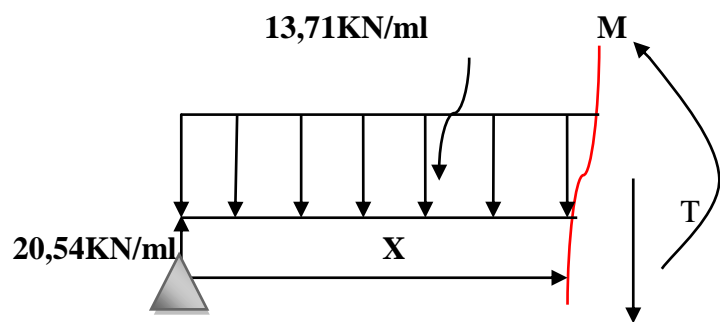
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,8 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -13,7x + 20,54$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 20,54 \text{ kN} \\ X = 1,8 \text{ m} \implies T(1,8) = -4,12 \text{ kN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -13,71 \frac{x^2}{2} + 20,54 x = -6,85x^2 + 20,54x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ X = 1,65 \text{ m} \longrightarrow M(1,8) = 14,78 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} \implies T = 0 \implies x = 1,49 \text{ m} \quad \text{alors } M_{\max} = 15,39 \text{ kN/ml}$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

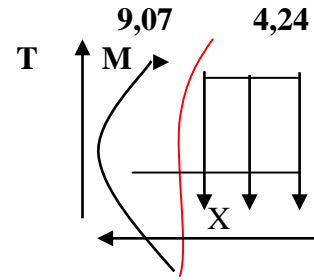
➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 0,45\text{m}$

Effort tranchant:

$$\sum F/y = 0 \implies T = 9,07x + 4,24$$

$$X=0 \quad T(0) = 4,24 \text{ KN}$$

$$X=0,45 \quad T(0,45) = 8,32 \text{ KN}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -9,07 \frac{x^2}{2} - 4,24x + = -4,53x^2 + 4,24x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0,45 \text{ m} \implies M(0,45) = 0,77 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

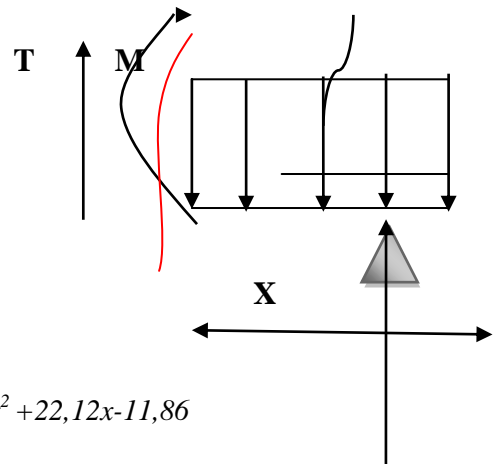
➤ 3^{ème} tronçon $0,45 \leq X \leq 2\text{m}$

Effort tranchant:

$$\sum F/y = 0 \implies T = 9,07x + 4,24 - 26,36$$

$$X=0 \quad T(0,45) = -18,03 \text{ KN}$$

$$X=0,45 \quad T(2) = -3,98 \text{ KN}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -9,07 \frac{x^2}{2} - 4,24x + 26,36(x - 0,45) = -4,53x^2 + 22,12x - 11,86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0,45) = -2,82 \text{ KN.m} \\ X = 2 \text{ m} \implies M(2) = 14,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,45 \text{ m}$ n'est inclus dans le tronçon $0,45 \leq X \leq 2\text{m}$

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (15,39) = -4,617 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times (15,39) = 13,08 \text{KN.m}$$

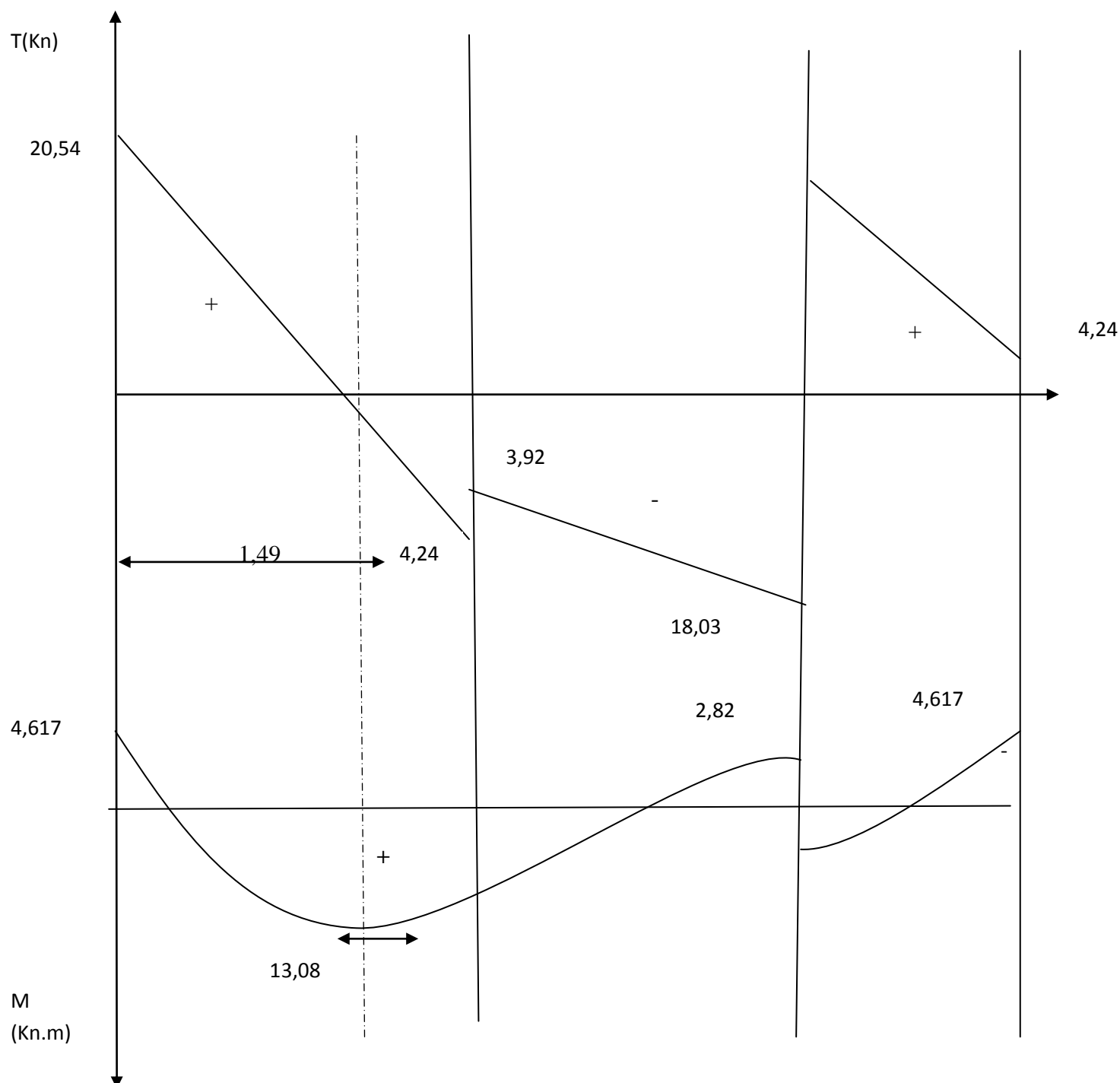


Fig. III.1.7.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

7. Vérifications à ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4,52}{100 x 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,9209 \Rightarrow k_1 = 48,26$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,08 x 10^3}{0,902 x 18 x 4,52} = 191,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{191,92}{47,80} = 4,01 \text{ Mpa}$$

$$4,01 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 3,14}{100 x 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow k_1 = 58,53$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,14 x 10^3}{0,932 x 18 x 3,14} = 59,41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{59,41}{58,53} = 1,01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,01 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M₀ : Moment max isostatique.

Vérification

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad L = 380 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 17,92 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 21,09 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,052 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'} \cdot b x \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{b h + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 20}{100 \times 20 + 15 \times 4,52} = 10,32 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 20 - 10,48 = 9,672 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10,32^3 + 9,672^3) + 15 \times 4,52 \times (4,52 - 2)^2 = 69398,7 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{20,54 \times 10^6}{10818,86 \times 69398,7} = 0,027 \text{ cm}$$

$$f = 0,027 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,76 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

II. Calcul la 2 eme et 3 eme volée

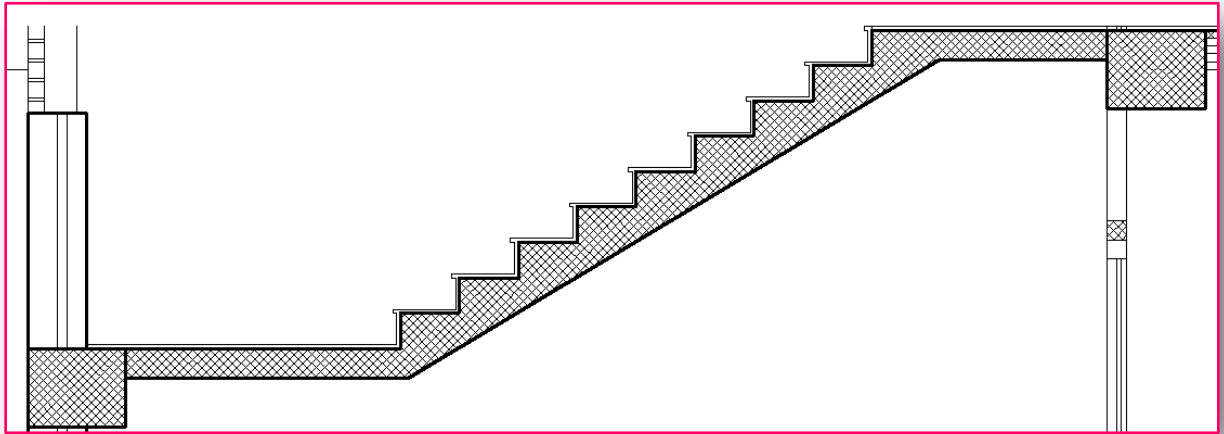


Fig : III.8.II.1 Le schéma d'escalier

$$H_t = 162 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 18 \text{ cm}$$

$$n = \frac{162}{18} = 9 \quad \text{le nombre de marche } m = 9 - 1 = 8$$

Relation de BLANDEL

$$59 \leq g + (2 \times 18) \leq 66 \text{ cm}$$

$$23 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } g = 30$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h + g = 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

condition est vérifiée

La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

$$\text{On: } \cos \alpha = \frac{l}{L_1} \quad L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{162}{240} = 0,675 \quad \alpha = 34,01^\circ$$

$$\text{Donc : } L_1 = \frac{240}{\cos 34,01} = 289,52 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L = 289,52 + 160 + 120 = 569,52 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{569,2}{30} \leq e_p \leq \frac{569,2}{20} \quad 18,9 \leq e_p \leq 28,47 \text{ cm}$$

Soit : **$e_p = 20 \text{ cm}$**

1. Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ Charges permanentes :**1. La paillasse :**

| Elément | Poids (KN/m ²) |
|--|--|
| Poids propre de la paillasse | $\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,20}{\cos 34,01} = 6,03$ |
| Poids propre des marches | $\frac{25 \times 0,20}{2} = 2,5$ |
| Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit) | $0,44 + 0,44 + 0,36 + 0,33 = 1,57$ |
| | G = 10,10 |

Tab. III.8.II.1 : Charge totale de la paillasse.

2. Le palier :

| Elément | POIDS (Kn/m ²) |
|--|----------------------------|
| Poids propre de palier | 25x0,20=5 |
| Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) | 1,57 |
| | G =6,57 |

Tableau III.II.8.2 : Charge totale du palier.

➤ **Les charges concentrées (mur):.**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (3,24-0,25) \times 2,36 \times 1 = \mathbf{7,056 \text{ KN}}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

2.Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 10,10 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 17,38 \text{ KN/ml}$
- le palier :
 $q_{2u} = (1,35 \times G = 1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 12,61 \text{ KN/ml}$
- le mur: $P_u = 1,35 \times 7,056 = 9,52 \text{ KN}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (10,10 + 2.5) \times 1 = 12,6 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (6,75 + 2.5) \times 1 = 9,07 \text{ KN/ml}$
- le mur : $P_s = 7,056 \text{ KN}$

3.Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

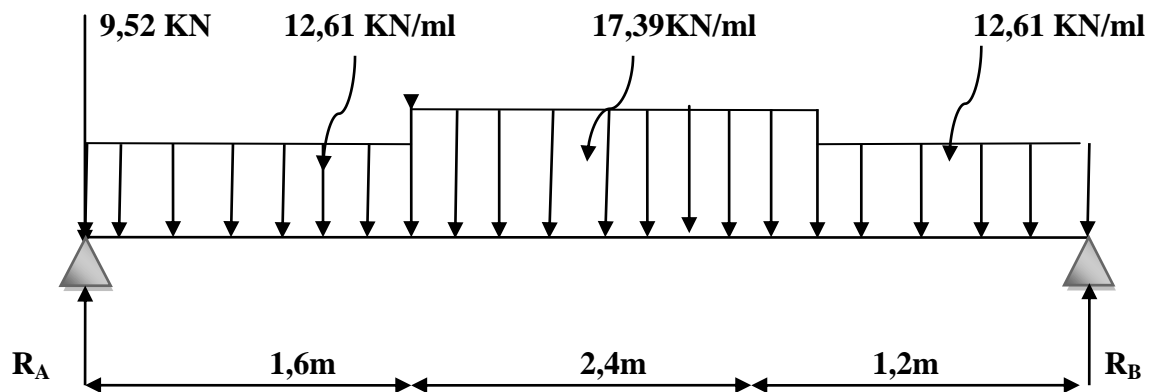


Fig.III.7.II.2 : diagramme des efforts à l'ELU

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \quad R_A + R_B = (17,38 \times 2,4) + (12,61 \times 1,6) + (12,61 \times 1,2) + 9,52 = 85,72 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 85,72 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_B \times 5,2 - [(17,38 \times 2,4) \times 2,8] - [(12,61 \times 1,6) \times 0,8] - [(12,61 \times 1,2) \times 4,6] = 0$$

$$R_B = 38,95 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad -R_A \times 4 + [(17,38 \times 2,4) \times 2,4] + [(12,61 \times 1,6) \times 4,4] + [(12,61 \times 1,2) \times 0,6] + 9,52 \times 5,2 = 0$$

$$R_A = 47,58 \text{ kN}$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ **1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,6\text{m}$**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -12,61x + 38,95 - 9,52 = -12,61x + 29,43$$

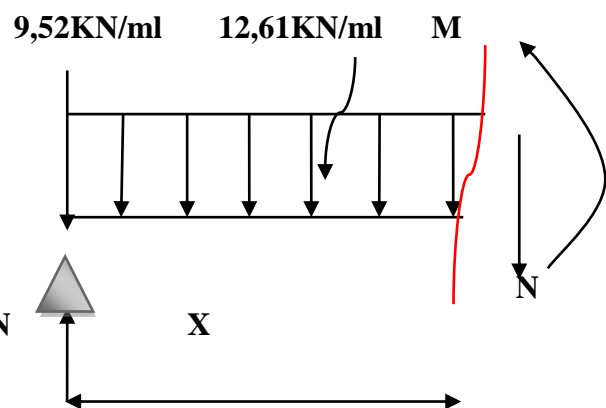
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 29,43 \text{ kN} \\ X = 1,6 \text{ m} \implies T(1,6) = 9,254 \text{ kN} \end{cases}$$

38,17 kN

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -12,6 \frac{x^2}{2} + 38,95 x - 9,52x = -6,305x^2 + 29,43x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ X = 1,6 \text{ m} \longrightarrow M(1,6) = 30,94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

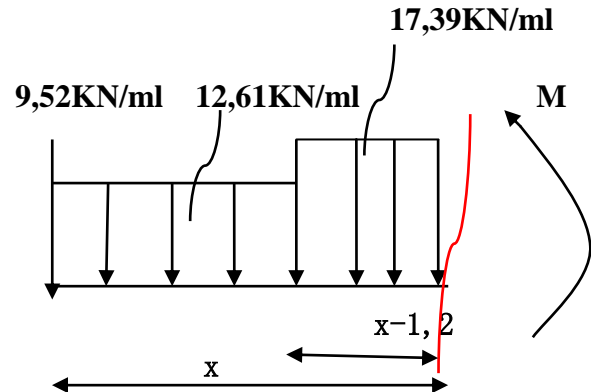


$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,33 \text{ m}$ x n'est pas inclus dans le tronçon: $0 \leq X \leq 1,6\text{m}$ alors le moment max n'est pas dans ce tronçon

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ **2^{er} tronçon: $1,6 \leq X \leq 2,4\text{m}$**

Efforts tranchants :



$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -12,61x - 17,39(x-1,2) + 38,95 - 9,52 = -30x + 50,94$$

$$T(1,6) = 2,94 \text{ kN}$$

$$T(2,4) = -21,06 \text{ kN}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -12,61 \frac{x^2}{2} - 17,39(x-1,2) \frac{(x-1,2)}{2} + 38,95x - 9,52x = -15x^2 + 50,95x - 12,51$$

$$M(1,6) = 30,61 \text{ kN.m} \quad M(2,4) = 23,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,67 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,91) = 32,27 \text{ kN}$$

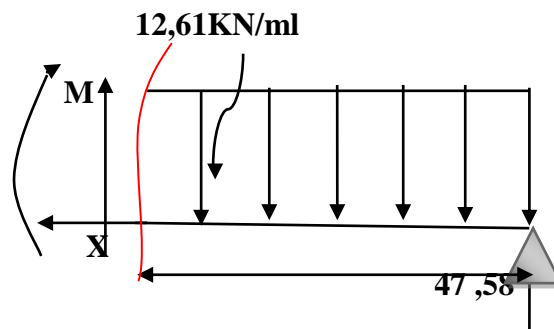
➤ **3^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1,2\text{m}$**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 12,61x - 47,58$$

$$T(0) = -47,58 \text{ kN}$$

$$T(1,2) = -30,448 \text{ kN}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -12,61 \frac{x^2}{2} + 47,58x = -6,3x^2 + 47,58x$$

$$M(0) = 0 \text{ kN.m} \quad M(1,2) = 48,02 \text{ kN.m}$$

. $M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3,77\text{m}$ x n'est pas inclus dans le tronçon: $1,6 \leq X \leq 2,4\text{m}$ alors le moment max n'est pas dans ce tronçon

Alors $M_{\max}(1,2) = 48,02\text{KN/ml}$

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (48,02) = 14,40\text{KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (48,02) = 40,81\text{KN}$$

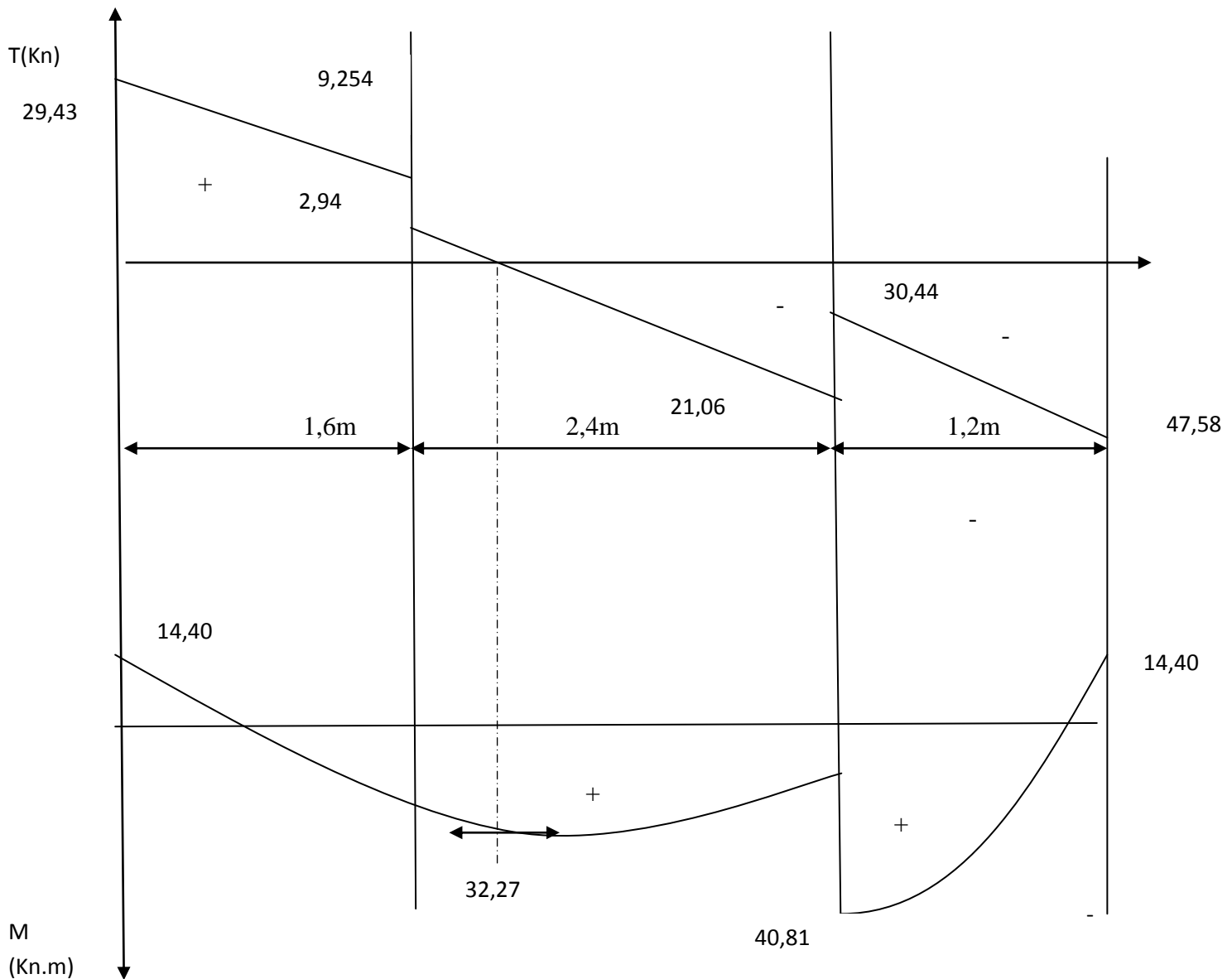


Fig. III.II.7.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

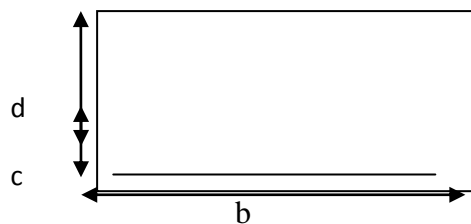
2) Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ Aux appuis :

$$M_{u_{ap}} = 8,721 \text{ KN.m}$$

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



- **Armatures principales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 MPa \quad 100cm$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{14,40 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0,025$$

$$\mu_a = 0.025 < \mu_l = 0.392 \quad SSA \quad \rightarrow \beta = 0.9875 .$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{14,40 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 2,32 cm^2.$$

On opte pour **4HA12 = 4,52cm²** avec **S_t = 25cm.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2$$

On opte pour : **4HA8=2,52cm²** avec **S_t = 25cm.**

➤ **En travée :**

$$\underline{M_{u_{tra}} = 40,81 KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{40,81 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_l = 0.392 \quad SSA \quad \beta = 0.954$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{40,81 \times 10^3}{0.954 \times 18 \times 348} = 6,829 cm^2$$

On opte pour : **6HA14=9,24cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition.**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA10= 4,71 cm²** avec **S_t = 15cm**.

3. LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Appui : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

condition vérifiée

Travée : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

condition vérifiée

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Appui : $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm}$

condition vérifiée

Travée : $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm}$

condition vérifiée

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_{tr} = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_u^a = 9,24 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{47,58 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,264 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0,264 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

■ Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 11,7 \text{ cm}$

$$T_u = 47,58 \leq 0.4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 47,58 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

■ Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $A_{as} \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$4,52 \geq (47,58 + \frac{14,40}{0.9 \times 18}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{47,58 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 1,94 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42,25 \text{ cm}.$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 17 \text{ cm}$$

4. Calcul des efforts interne à l'ELS :

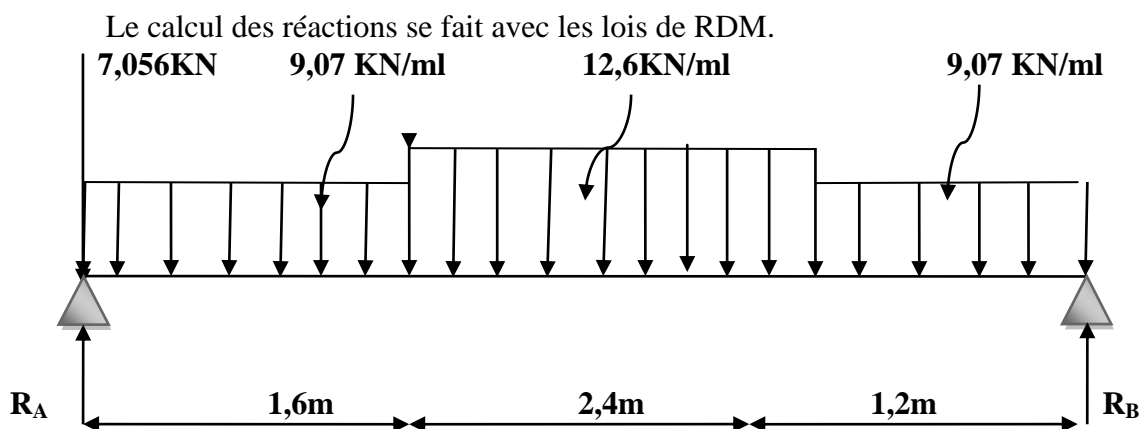


Fig. III.II.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

• **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = (12,6 \times 2,4) + (9,07 \times 1,6) + (9,07 \times 1,2) + 9,52 = 65,15 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 5,2 - [(12,6 \times 2,4) \times 2,8] - [(9,07 \times 1,6) \times 0,8] - [(9,07 \times 1,2) \times 4,6] = 0$$

$$R_B = 30,55 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \times 5,2 + [(12,6 \times 2,4) \times 2,4] + [(9,07 \times 1,6) \times 4,4] - [(9,07 \times 1,2) \times 0,6] + 7,056 \times 5,2 = 0$$

$$R_A = 34,54 \text{ KN}$$

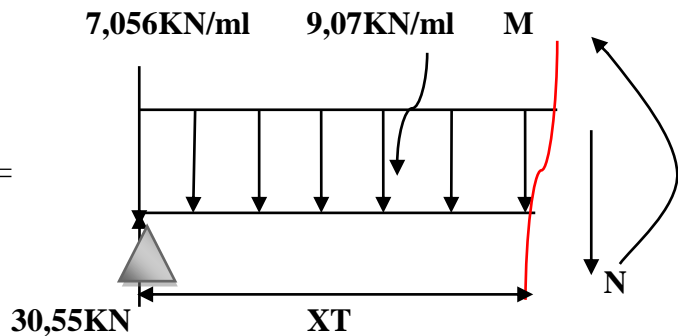
• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ **1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,6\text{m}$**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -9,07x + 30,55 - 7,056 = -9,07x + 23,464$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 23,464 \text{ KN} \\ X = 1,6 \text{ m} \implies T(1,6) = 8,952 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -9,07 \frac{x^2}{2} + 30,55 x - 7,056x = -4,53x^2 + 23,46x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,6) = 25,93 \text{ KN.m}$$

$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,58 \text{ m}$ x n'est pas inclus dans le tronçon: $0 \leq X \leq 1,6\text{m}$ alors le moment max n'est pas dans ce tronçon

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

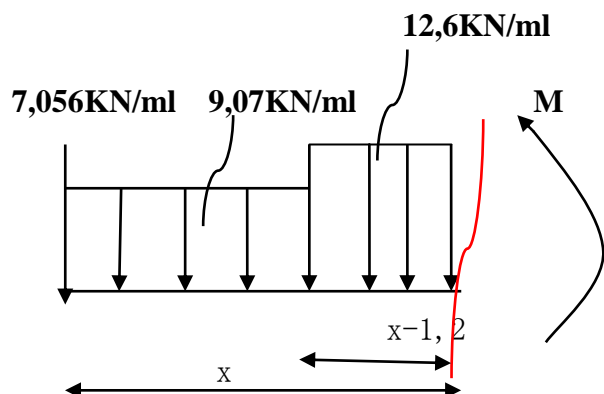
➤ **2^{er} tronçon: $1,6 \leq X \leq 2,4\text{m}$**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -9,07x - 12,6(x-1,2) + 30,55 - 7,056 = -21,67x + 38,62$$

$$T(1,6) = 3,95 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = -13,38 \text{ KN}$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -12,6 \frac{x^2}{2} - 17,39(x-1,2) \frac{(x-1,2)}{2} + 30,55 x - 7,05x = -10,83x^2 + 38,60x - 9,072$$

$$M(1,6) = 24,96 \text{ KN.m} \quad M(2,4) = 21,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,78 \text{ m} \quad M_{\max} = M(1,78) = 25,32 \text{ KN/ml}$$

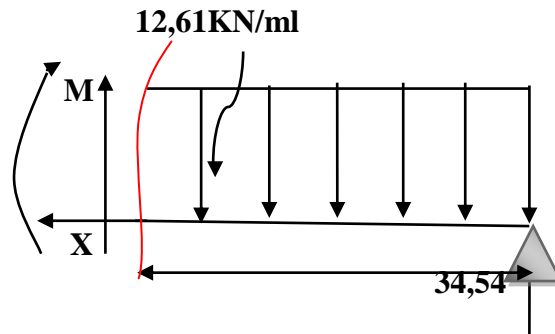
➤ 3^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1,2\text{m}$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 9,07x - 34,54$$

$$T(0) = -34,54 \text{ KN}$$

$$T(1,2) = -23,65 \text{ KN}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -9,07 \frac{x^2}{2} + 34,54x = -4,535x^2 + 34,54x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,2) = 35,17 \text{ KN.m}$$

Alors $M_{\max} \longrightarrow M(1,2) = 35,17 \text{ KN.m}$

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (35,17) = 10,55 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (35,17) = 29,89 \text{ KN.m}$$

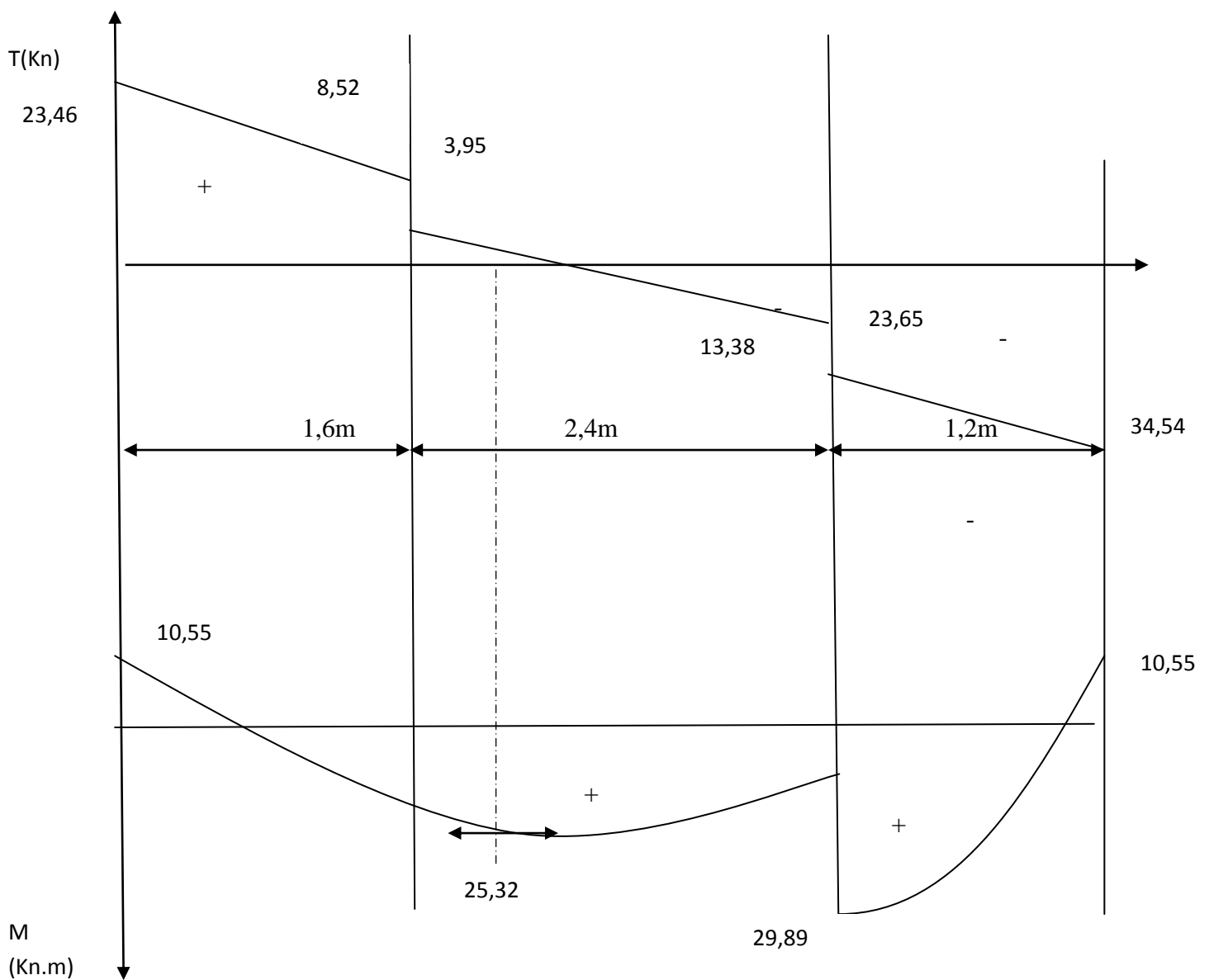


Fig. III.II.7.5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

1) Vérifications à ELS :

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x dx A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 18} = 0,513$$

$$\rho_1 = 0,513 \Rightarrow \beta_1 = 0,8928 \Rightarrow k_1 = 31,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{29,89 \times 10^3}{0,8928 \times 18 \times 9,24} = 216,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{216,57}{31,50} = 4,86 \text{ Mpa}$$

$$6,87 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,9209 \Rightarrow k_1 = 48,26$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,55 \times 10^3}{0,9209 \times 18 \times 4,52} = 140,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{140,80}{48,26} = 2,91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,91 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} \equiv 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)**

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad L = 400 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 29,89 \text{ KN m} ; \quad M_0 = 35,17 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \textbf{Condition non vérifiée}$$

La conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'} \cdot bx \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{B_0 \cdot bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 9,24 \times 20}{100 \times 20 + 15 \times 9,24} = 10,64 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 15 - 10,64 = 4,36 \text{ cm}$$

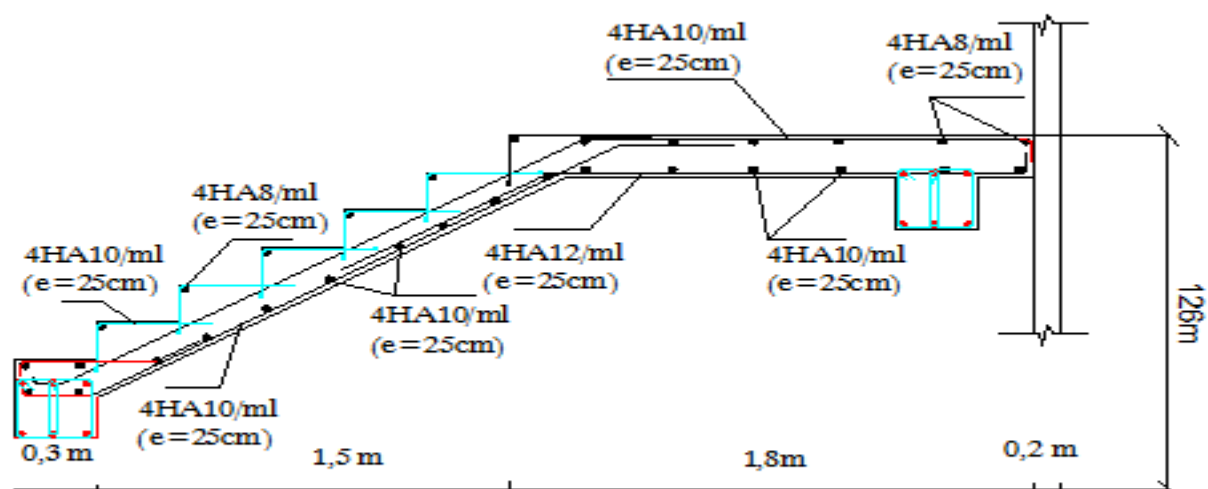
$$I = \frac{100}{3} \times (10,4^3 + 4,36^3) + 15 \times 9,24 \times (4,36 - 2)^2 = 41030,14 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

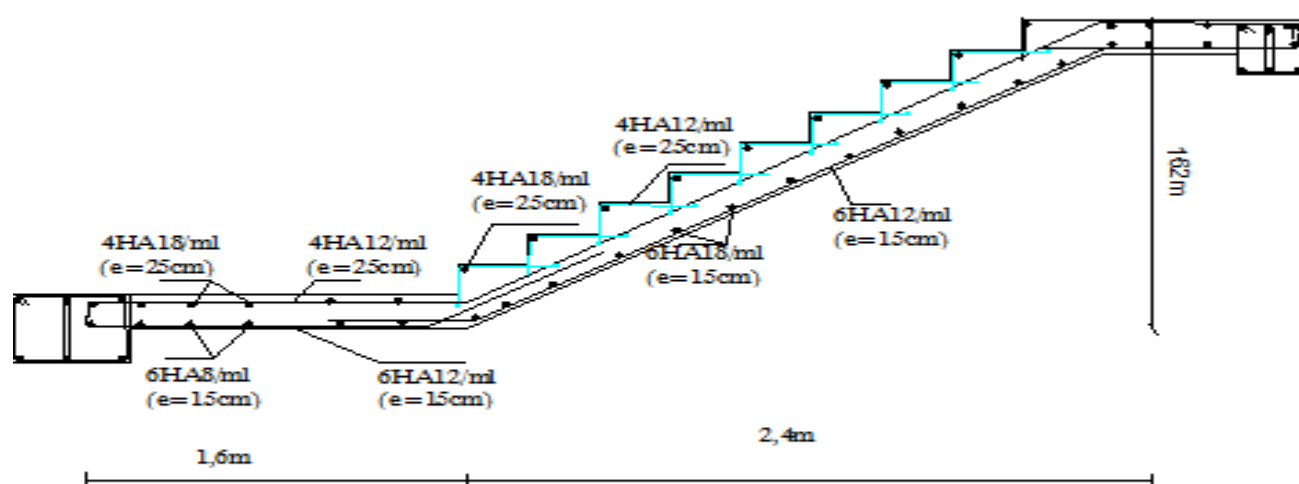
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{34,54 \times (5,2)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 41030,14} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f = 0,74 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,76 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée



FERRAILLE DES ESCALIERS volée 1



FERRAILLE DES ESCALIERS volée 2

Chapitre VI:

modélisation et vérification

IV. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la stabilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel .

IV.1.Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis).

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, Un système d'équation algébrique

linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2.Description du logiciel ETABS :

➤ ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

➤ Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment(plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,SAP2000).

IV.3.Choix de la Méthode de calcul :

✓ Méthodes utilisables.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale en**

utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.4.Présentation de la méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

• Hypothèses de calcul:

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

• Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique:

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA99 version 2003/Art 3.2)**.
- ✓ Le sol est de catégorie **S3** (site meuble) (tableau 4.7)
- ✓ La structure se trouve dans une zone de forte sismicité Zone **IIa**.
- ✓ La structure à étudiée fait **27,7 m** de hauteur (RDC+5étages+s-sol)

IV .5.Etapes de modélisation :

a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

• Choix des unités :

On choisit l'unité de système c'est KN-m

• Géométrie de base

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x.
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y.
- ✓ Le nombre des étages.

b) Deuxième étape :

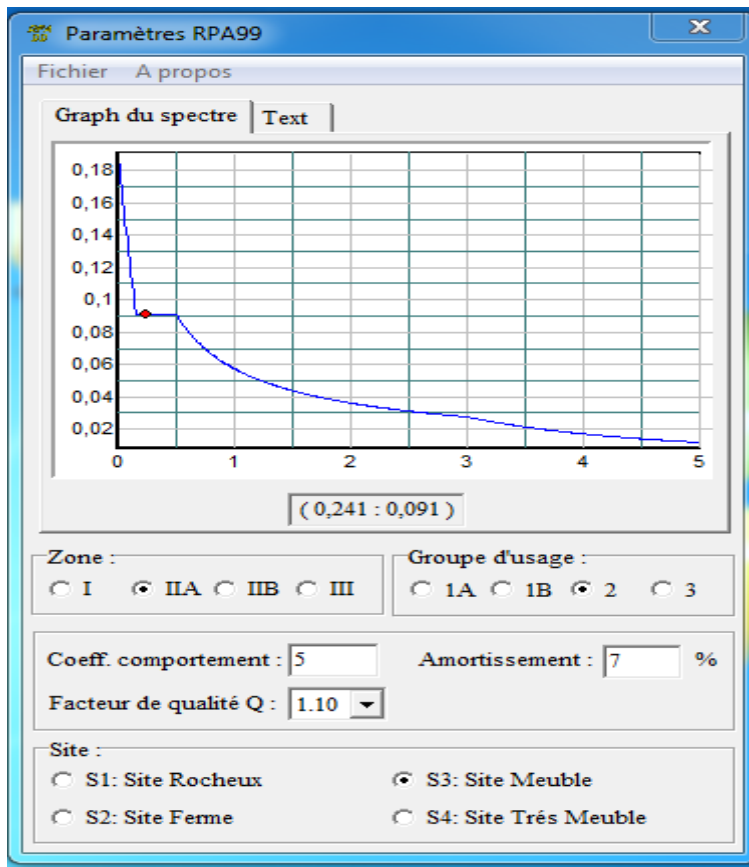
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

c) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, Poteaux, dalle, voile...)

d) Quatrième étape :Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse dans le logiciel RPA99 Après avoir introduit les données dans ce logiciel on injecte le spectre dans ETABAS



➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme)

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

➤ **définir les charges :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

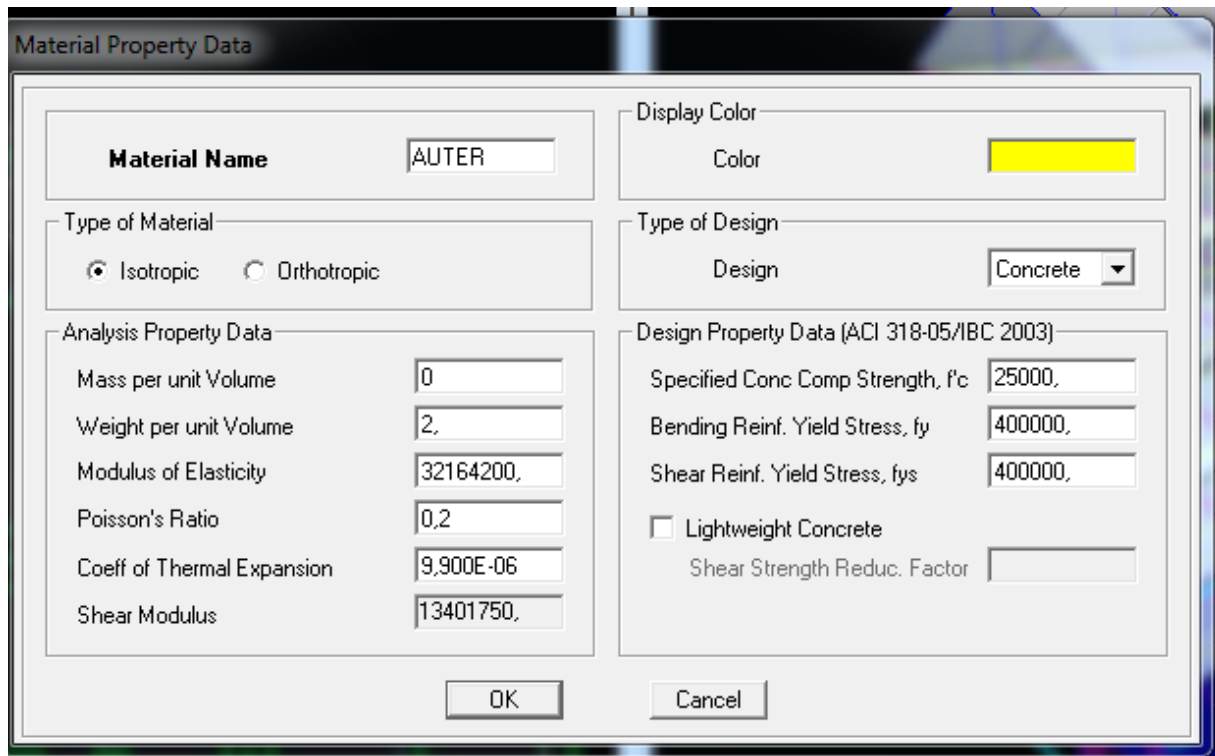
❖ Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharge d'exploitation

E) Cinquième étape : chargement

- Pour le chargement des poutres principales j'ai utilisée la méthode bardage



Le bardage : c'est un panneau virtuelle qui n'épissure ni matériaux



The dialog box is titled "Material Property Data". It contains several sections for defining material properties:

- Material Name:** A text field containing "AUTER".
- Display Color:** A color selection area showing a yellow color.
- Type of Material:** Radio buttons for "Isotropic" (selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A dropdown menu set to "Concrete".
- Analysis Property Data:** A list of input fields:
 - Mass per unit Volume: 0
 - Weight per unit Volume: 2.
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400000,
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

- Pour le Chargement les poutres secondaire on utilise cette icône  après la sélection
- Pour l'application des charges sur les panneaux (les dalles plein, le bardage) on utilise cette icône 

F) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

❖ Combinaison aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

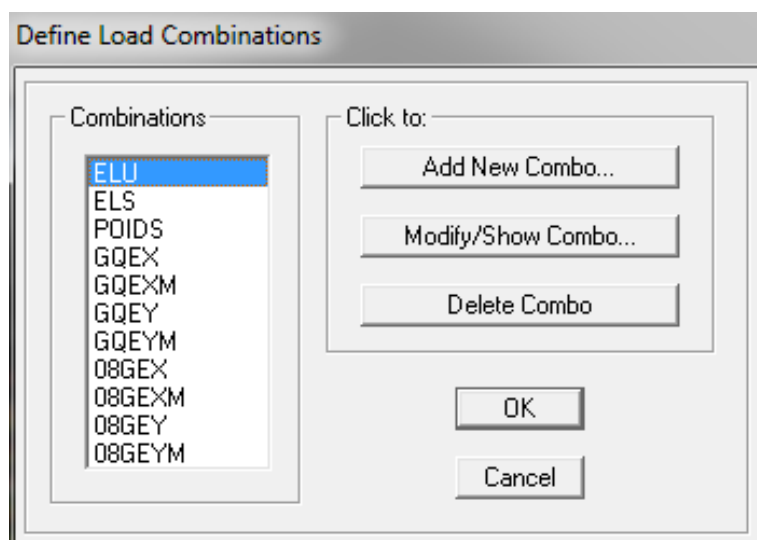
Poids: $G + 0.2Q$

$G + Q + E_x$

$G + Q + E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$



The dialog box is titled "Define Load Combinations". It features a list of combinations on the left and action buttons on the right:

- Combinations List:**
 - ELU (highlighted)
 - ELS
 - POIDS
 - GQEX
 - GQEXM
 - GQEY
 - GQEYM
 - 08GEX
 - 08GEXM
 - 08GEY
 - 08GEYM
- Click to:**
 - Add New Combo...
 - Modify/Show Combo...
 - Delete Combo

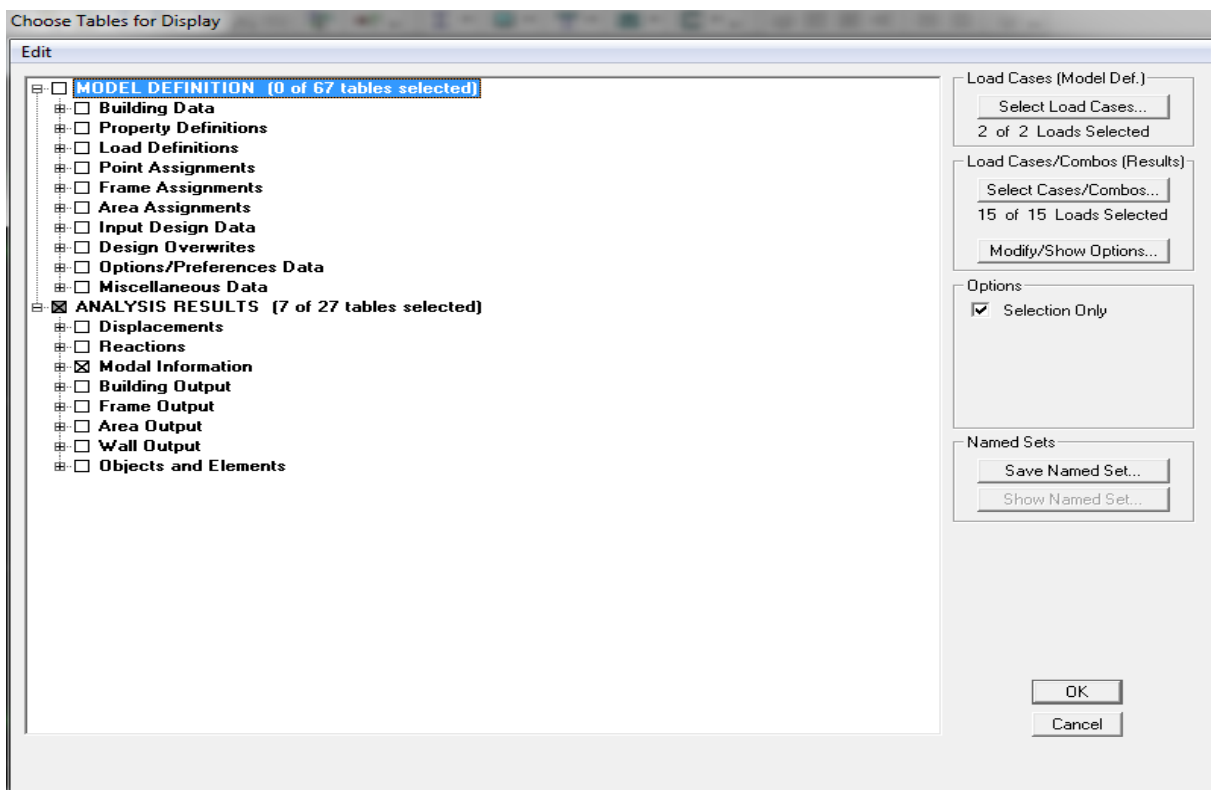
Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

G) Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes, maillage)

H) Huitième étape : Analyse et vérification

- ❖ Lancement de l'analyse :
- ❖ Vérification RPA99 modifiée 2003 :

1. la masse participe :



Il existe un mode $\left\{ \begin{array}{l} \text{MM\% X-X} \geq 90\% \\ \text{MM\% Y-Y} \geq 90\% \end{array} \right.$

Les résultats de notre projet :

| | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|---|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|
| ► | 1 | 0,685824 | 74,6910 | 0,0056 | 0,0000 | 74,6910 | 0,0056 | 0,0000 |
| | 2 | 0,525619 | 0,0047 | 72,5521 | 0,0000 | 74,6956 | 72,5577 | 0,0000 |
| | 3 | 0,506237 | 0,0082 | 0,0007 | 0,0000 | 74,7038 | 72,5584 | 0,0000 |
| | 4 | 0,189428 | 9,7951 | 0,0005 | 0,0000 | 84,4989 | 72,5589 | 0,0000 |
| | 5 | 0,151053 | 4,6208 | 0,0026 | 0,0000 | 89,1198 | 72,5615 | 0,0000 |
| | 6 | 0,125780 | 0,1274 | 0,2339 | 0,0000 | 89,2472 | 72,7954 | 0,0000 |
| | 7 | 0,124772 | 0,0003 | 15,5389 | 0,0000 | 89,2475 | 88,3344 | 0,0000 |
| | 8 | 0,074791 | 4,7201 | 0,0010 | 0,0000 | 93,9676 | 88,3354 | 0,0000 |
| | 9 | 0,053637 | 0,0557 | 0,0033 | 0,0000 | 94,0233 | 88,3387 | 0,0000 |
| | 10 | 0,051326 | 0,0013 | 5,1619 | 0,0000 | 94,0246 | 93,5005 | 0,0000 |
| | 11 | 0,045141 | 2,9117 | 0,0009 | 0,0000 | 96,9363 | 93,5015 | 0,0000 |
| | 12 | 0,041929 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 96,9363 | 93,5015 | 0,0000 |

Tableau 1 : la masse participant et la période

Les modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon l'article 4.34.a du RPA99 version 2003)

2. période

Ce modèle présente une période fondamentale **T=0,685sec.**

$$T_{\text{empirique}} = C_n \times h t^{3/4} = 0,05 \times 27,7^{3/4} = 0,603$$

$$T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{analytique}}$$

3. résultat de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base, V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période, fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8V_t / VD$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de faire un dimensionnement parasismique par la méthode statique spectrale.

dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \dots \dots (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

- ♦ **A** : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles R.P .A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- ♦ **R** : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- ♦ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- ♦ **Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériauxetc.).
- ♦ **W** : poids de la structure.

Application :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0,15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ζ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} & 3,0 \geq T \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

T₁=0,15s ; T₂=0,5s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donné par le tableau 4.2 (**RPA99/version 2003**)

Dans notre cas $\zeta = 7\%$

$$\eta = 0,88$$

D'où $\eta = 0,88 > 0,7$

✚ Estimation de la période fondamentale de la structure:

D'où $T = 0,05 \times 27,16^{3/4} = 0,603$

$$T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$D = 2,5 \cdot 0,88 (0,5/0,603)^{2/3} =$$

$$D = 1,94$$

R : coefficient de comportement global de la structure

$R = 5$. Pour une structure en béton armé à contreventement mixte avec interaction et on le propos au debut

b) Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a$$

$$Q = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,1.$$

c) W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas : pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$.

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$W_t = 25827,76kN$$

| Story | Load | Loc | P | VX | VY | T | MX | MY |
|--------|------|--------|----------|----|----|---|------------|-------------|
| STORY8 | POID | Bottom | 844,04 | 0 | 0 | 0 | 5805,883 | -10418,185 |
| STORY7 | POID | Bottom | 4706,18 | 0 | 0 | 0 | 32323,528 | -57896,339 |
| STORY6 | POID | Bottom | 8532,94 | 0 | 0 | 0 | 58795,372 | -104937,603 |
| STORY5 | POID | Bottom | 12432,6 | 0 | 0 | 0 | 85773,871 | -152879,182 |
| STORY4 | POID | Bottom | 16332,26 | 0 | 0 | 0 | 112752,37 | -200820,762 |
| STORY3 | POID | Bottom | 20231,92 | 0 | 0 | 0 | 139730,869 | -248762,341 |
| STORY2 | POID | Bottom | 24747,81 | 0 | 0 | 0 | 170866,11 | -304229,147 |

| | | | | | | | | |
|--------|------|--------|----------|---|---|---|------------|-------------|
| STORY1 | POID | Bottom | 28653,84 | 0 | 0 | 0 | 197671,919 | -352229,621 |
|--------|------|--------|----------|---|---|---|------------|-------------|

Tableau 2 : le poids de chaque étage

Alors

$$V = \frac{0,15.1,94.1,1}{5} .28653,84$$

$$V_{MSE}=1834,4KN$$

Vérification :

-Sens x-x :

$$V_{etabs}=1584,97KN > 0.8 \times 1834,4 = 1467,5KN$$

Sens y-y :

$$V_{etabs}=1865,82 > 0.8 \times 1834,4 = 1467,5KN$$

La condition vérifie

5. Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : **$\delta K = R \times \delta ek$**

Avec :

δk : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "**k**" par rapport au niveau "**k-1**"

Suivant E_x :

| ETAGES | Diaphragma | δk | $\delta k - \delta k-1$ | 1%He | CONDITION |
|--------|------------|------------|-------------------------|--------|-----------|
| STORY8 | E8 | 0,0132 | 0,0013 | 0,034 | cv |
| STORY7 | E7 | 0,0119 | 0,0015 | 0,0324 | cv |
| STORY6 | E6 | 0,0104 | 0,0018 | 0,0324 | cv |
| STORY5 | E5 | 0,0086 | 0,0019 | 0,0324 | cv |
| STORY4 | E4 | 0,0067 | 0,0019 | 0,0324 | cv |
| STORY3 | E3 | 0,0048 | 0,0019 | 0,0324 | cv |
| STORY2 | E2 | 0,0029 | 0,0019 | 0,045 | cv |
| STORY1 | E1 | 0,0008 | 0,0008 | 0,036 | cv |

Tableau 3 : le déplacement relatif dans le sens x-x

Suivant E_y :

| ETAGES | Diaphragm | δ_k | $\delta_k - \delta_{k-1}$ | 1%He | CONDITION |
|--------|-----------|------------|---------------------------|--------|-----------|
| STORY8 | E8 | 0,0089 | 0,0003 | 0,034 | cv |
| STORY7 | E7 | 0,0086 | 0,0013 | 0,0324 | cv |
| STORY6 | E6 | 0,0073 | 0,0014 | 0,0324 | cv |
| STORY5 | E5 | 0,0059 | 0,0014 | 0,0324 | cv |
| STORY4 | E4 | 0,0045 | 0,0014 | 0,0324 | cv |
| STORY3 | E3 | 0,0031 | 0,0014 | 0,0324 | cv |
| STORY2 | E2 | 0,0017 | 0,0014 | 0,045 | cv |
| STORY1 | E1 | 0,0003 | 0,0003 | 0,036 | cv |

Tableau 4 : le déplacement relatif dans le sens y-y

– **Remarque:**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment

• **Sens l'action de Ex :**

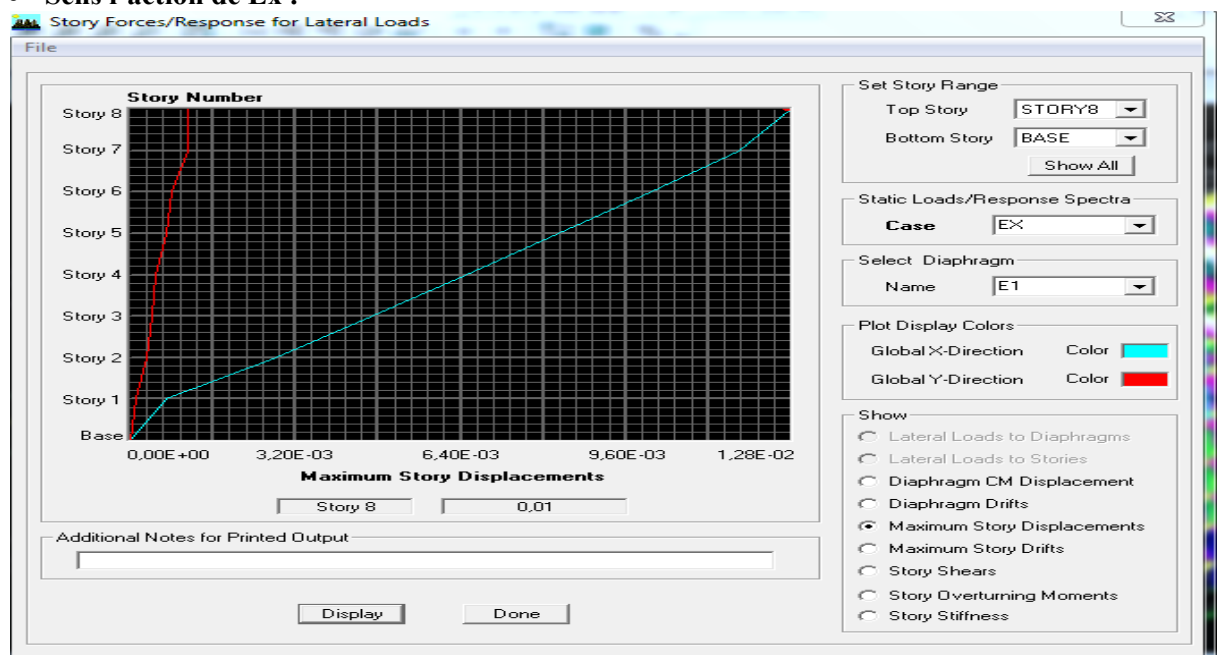


Fig 1.Vérification des déplacements selon Ex

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{27,7}{500} = 0.0554 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Sous l'action Ey :**

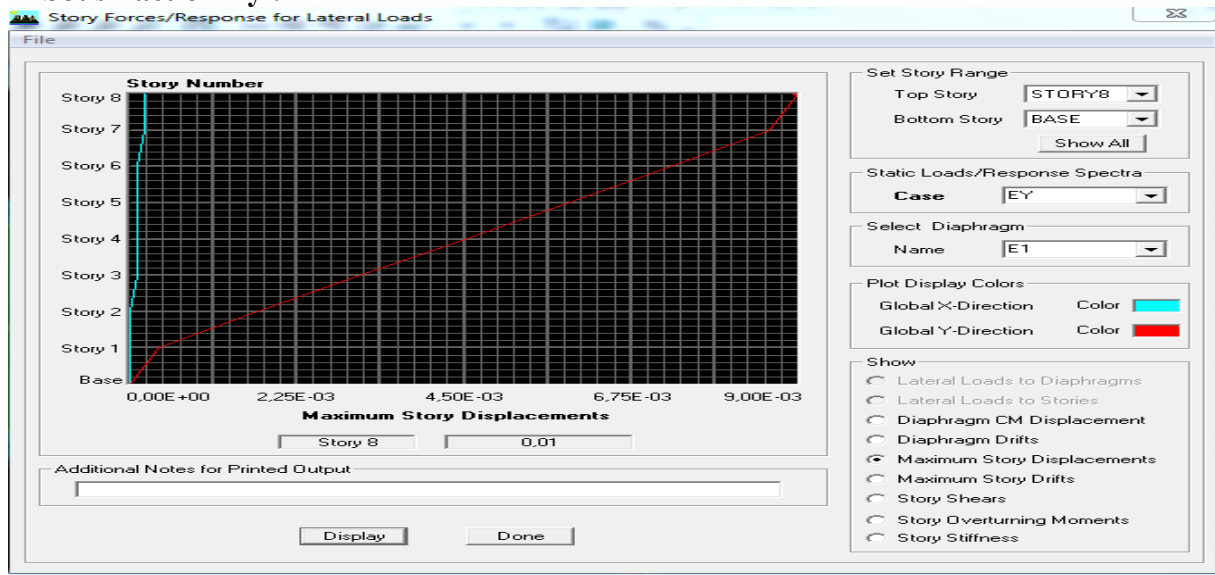


Fig.2.Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{27,7}{500} = 0.0554 \quad \text{Condition vérif}$$

6. L'excentricité accidentelle :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale $\pm 0.05 L$, (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.

Soit :

- CM : centre de masse.
- CR : centre de rigidité.

Suivant le sens x-x : $L_x = 25\text{m}$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_x = 1,25\text{m}$

Suivant le sens y-y : $L_y = 13,9\text{m}$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_y = 0,695\text{m}$

| Story | XCCM | YCCM | XCR | YCR | XCCM-XCR | YCCM-YCM | La condition |
|--------|--------|-------|--------|-------|----------|----------|--------------|
| STORY8 | 12,344 | 6,95 | 12,271 | 6,724 | 0,073 | 0,226 | cv |
| STORY7 | 12,336 | 6,948 | 12,309 | 6,714 | 0,027 | 0,234 | cv |
| STORY6 | 12,329 | 7,003 | 12,305 | 6,836 | 0,024 | 0,171 | cv |
| STORY5 | 12,327 | 7,022 | 12,299 | 7,006 | 0,028 | 0,016 | cv |
| STORY4 | 12,326 | 7,031 | 12,292 | 7,206 | 0,098 | 0,115 | cv |
| STORY3 | 12,325 | 7,037 | 12,286 | 7,419 | 0,039 | 0,382 | cv |
| STORY2 | 12,324 | 7,041 | 12,281 | 7,615 | 0,043 | 0,574 | cv |
| STORY1 | 12,323 | 7,034 | 12,294 | 7,555 | 0,029 | 0,521 | cv |

Tableau 5 : l'excentricité accidentelle dans le sens x-x et y-y

7. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

L'effet P-Delta est un effet 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 au 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 de la structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$P_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10$. (RPA99 (Art 5,9)

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

| ETAGES | P | Pk | VX | VY | he | $\delta k - \delta k - 1$ | $\delta k - \delta k - 1$ | θ_x | θ_y | $\theta < 0.1$ |
|----------|----------|---------|---------|---------|------|---------------------------|---------------------------|------------|------------|----------------|
| terrasse | 844,04 | 844,04 | 92,56 | 72,41 | 3,4 | 0,0013 | 0,0003 | 0,0044 | 0,0109 | cv |
| ETAGE 5 | 4706,18 | 3826,76 | 472,38 | 581,77 | 3,24 | 0,0015 | 0,0013 | 0,0030 | 0,0030 | cv |
| ETAGE 4 | 8532,94 | 3478,78 | 781,72 | 954,03 | 3,24 | 0,0018 | 0,0014 | 0,0016 | 0,0020 | cv |
| ETAGE 3 | 12432,6 | 3899,66 | 1048,9 | 1251,3 | 3,24 | 0,0019 | 0,0014 | 0,0018 | 0,0013 | cv |
| ETAGE 2 | 16332,26 | 3899,66 | 1264,42 | 1493,42 | 3,24 | 0,0019 | 0,0014 | 0,0015 | 0,0012 | cv |
| ETAGE 1 | 20231,92 | 3899,66 | 1422,29 | 1671,06 | 3,24 | 0,0019 | 0,0014 | 0,0013 | 0,0011 | cv |
| RDC | 24747,81 | 4509,89 | 1536,59 | 1814,7 | 4,5 | 0,0019 | 0,0014 | 0,0012 | 0,00077 | cv |
| s-sol | 28653,84 | 3906,03 | 1584,97 | 1865,82 | 3,6 | 0,0008 | 0,0003 | 0,0006 | 0,00013 | cv |

Tableau.6 . Justification Vis-à-vis De l'effet P-Delta dans les deux Sens

Conclusion :

- D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure :
- ✓ La structure est mixte portique voile avec interaction.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifiée.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailler les différents éléments structuraux

Justification de l'interaction portique voile

On constate que $\square k_x$ et $\square k_y$ sont inférieure à «0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

L'effort sismique revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABAS

8. Etudes de contreventement

Pour avoir le pourcentage de l'effort verticale revenant à le system portique voile

La méthode :

1-sélectionné les neudes de bases

2-display –show table → la combinaison poids

3- \square réaction – on calcule la Σ de Fz =100%

Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant à le system voile

1-sélectionné juste les neudes de bases des voiles

2-display –show table → la combinaison poids

3- \square réaction – on calcule la Σ de Fz =X%

Sens x-x

Σ de Fz(total) 28653,84=KN=100%

$$\sum \text{de } F_z(\text{voile}) = 10990,08 \text{ KN} = X\%$$

$$X\% = \frac{10990,08 \times 100}{28653,84} = 38,35\%$$

Sens y-y

$$\sum \text{de } F_z(\text{total}) = 28653,84 \text{ KN} = 100\%$$

$$\sum \text{de } F_z(\text{voile}) = 14966,9 \text{ KN} = X\%$$

$$X\% = \frac{14966,9 \times 100}{28653,84} = 52,223\%$$

Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant à le system portique voile

La méthode :

Pour extraire l'effort horizontale de chaque niveau , on se positionne sur la vue en **2D** Puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ** dans **Display** on clique sur **show deformed shape** et on trace une droit transversale les élément du niveau considéré

Section Cutting Line

| | X | Y | Z |
|-------------|---------|------|--------|
| Start Point | -2,1773 | 1,45 | 1,5712 |
| End Point | 29,5593 | 1,45 | 1,1242 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|--------|------|--------|-------|
| | 13,691 | 1,45 | 1,3477 | 0, |

Include: ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 288,2033 | 0,8687 | 347,8321 | 288,2033 | 0,8687 | 347,8321 |
| Moment | 1,3224 | 1720,5719 | 21,7974 | 1,3224 | 1720,5719 | 21,7974 |

Close Refresh

Fig 3 :effort horizontale repris l'ensem selon le EX

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

| | X | Y | Z |
|-------------|---------|------|--------|
| Start Point | -2,1773 | 1,45 | 1,5712 |
| End Point | 29,5593 | 1,45 | 1,1242 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|--------|------|--------|-------|
| | 13,691 | 1,45 | 1,3477 | 0, |

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 240,401 | 0,2762 | 404,8471 | 240,401 | 0,2762 | 404,8471 |
| Moment | 0,4453 | 4691,0099 | 2,8104 | 0,4453 | 4691,0099 | 2,8104 |

Close Refresh

Fig 4 :effort horizontale repris les voies selon le EX

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

| | X | Y | Z |
|-------------|-----|---------|--------|
| Start Point | 7,3 | -1,7664 | 1,2732 |
| End Point | 7,3 | 20,3598 | 1,1242 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|-----|--------|--------|-------|
| | 7,3 | 9,2967 | 1,1987 | 90, |

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|----------|----------|-----------|----------|----------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 402,6645 | 1,4464 | 425,0281 | 402,6645 | 1,4464 | 425,0281 |
| Moment | 1,1175 | 507,7231 | 10,8012 | 1,1175 | 507,7231 | 10,8012 |

Close Refresh

Fig 5 :effort horizontale repris l'ensemble selon le EY

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

| | X | Y | Z |
|-------------|-----|---------|--------|
| Start Point | 7.3 | -1.7664 | 1.2732 |
| End Point | 7.3 | 20.3598 | 1.1242 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|-----|--------|--------|-------|
| | 7.3 | 9.2967 | 1.1987 | 90. |

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|-----------|---------|-----------|-----------|---------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 388.7084 | 0.3853 | 401.386 | 388.7084 | 0.3853 | 401.386 |
| Moment | 0.6092 | 2811.5335 | 3.6305 | 0.6092 | 2811.5335 | 3.6305 |

Close Refresh

Fig 5 :effort horizontale repris Les voiles selon le EX

Suivant EX :

| | | E1 | E2 | E3 | E4 | E5 | E6 | E7 |
|---|----------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|
| A | ENSEMBLE | 288.20 | 244.03 | 313.67 | 297.06 | 273.47 | 229.42 | 225.10 |
| | VOILE | 240.30 | 205.23 | 267.05 | 256.36 | 228.32 | 200.58 | 189.76 |
| B | ENSEMBLE | 863.64 | 732.32 | 662.80 | 577.03 | 464.76 | 351.86 | 159.1 |
| | VOILE | 783.5 | 666.83 | 556.70 | 503.534 | 364.76 | 289.74 | 121.6 |
| C | ENSEMBLE | 494.42 | 492.71 | 362.06 | 294.56 | 364.39 | 138.74 | 57.84 |
| | VOILE | 433.2 | 426.73 | 283.34 | 226.42 | 224.08 | 93.88 | 49.9 |

Calcule de pourcentage

| | | E1 | E2 | E3 | E4 | E5 | E6 | E7 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| A | VOILE | 83.37 | 84.10 | 85.34 | 86.29 | 83.49 | 87.42 | 84.35 |
| C | VOILE | 90.72 | 91.05 | 83.99 | 87.1 | 78.86 | 82.3 | 76.6 |
| B | VOILE | 87.61 | 86.60 | 78.25 | 76.90 | 61.75 | 67.66 | 86.27 |

Le pourcentage totale de l'effort horizontal revenant au voile **82,38%**

Suivant EY :

| | | E1 | E2 | E3 | E4 | E5 | E6 | E7 |
|---|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 2 | ENSEMBLE | 402.66 | 253.52 | 197.53 | 174.99 | 131.74 | 101.11 | 43.65 |
| | VOILE | 388.70 | 239.22 | 175.63 | 152.10 | 107.85 | 86.18 | 33.32 |
| 3 | ENSEMBLE | 392.79 | 246.79 | 192.62 | 170.76 | 128.63 | 98.58 | 41.93 |
| | VOILE | 386.9 | 232.97 | 170.52 | 148.22 | 105 | 83.71 | 30.85 |

Calcule de pourcentage

| | | E1 | E2 | E3 | E4 | E5 | E6 | E7 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2 | VOILE | 84.11 | 99.05 | 86.69 | 86.91 | 81.68 | 85.23 | 76.33 |
| 3 | VOILE | 94.05 | 94.5 | 87.18 | 86.88 | 81.59 | 84.92 | 73.48 |

Le pourcentage totale de l'effort horizontal revenant au voile **79,70%**

Conclusion :

- ✓ Les voiles reprennent au plus 20% des efforts sollicitation due au chargement verticale
- ✓ étant donné que les efforts horizontaux, type sismique, ne sont pas repris en totalité par les voiles

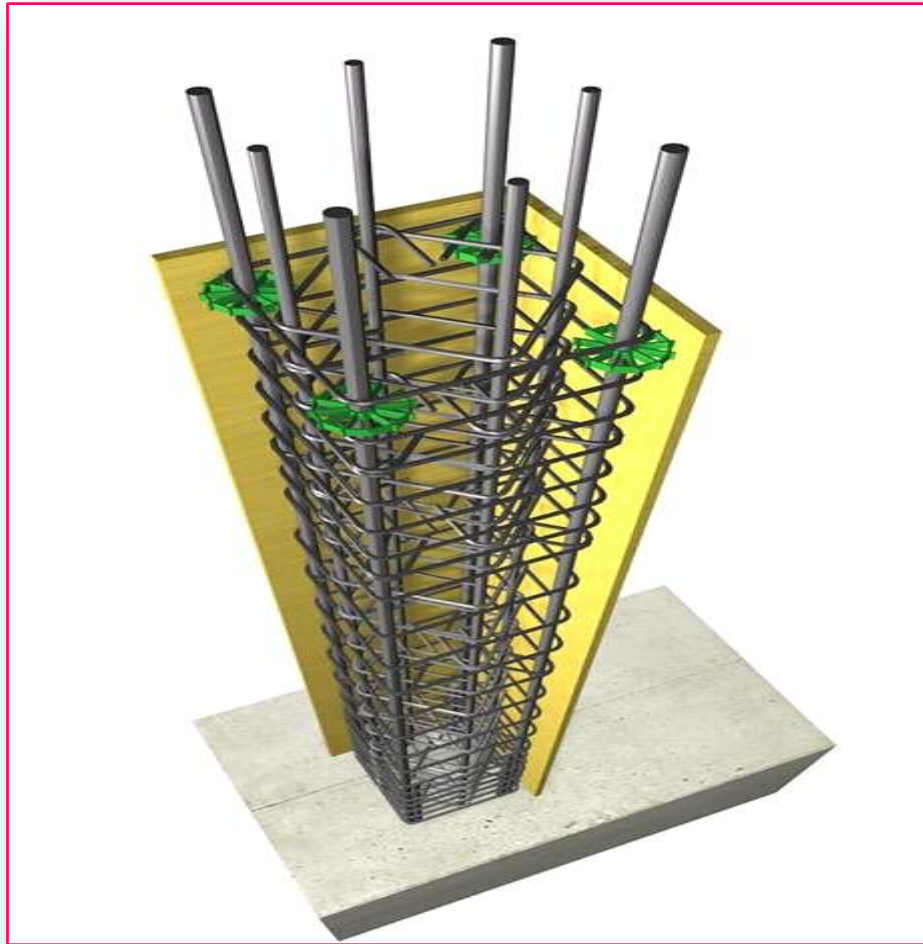
on déduit que le bâtiment classé dans le système contreventement mixte

- ✓ le bâtiment classé dans le système contreventement mixte alors le coefficient de comportement global de la structure **R** que on a proposé au début est vérifié

Chapitre IV:

ferailage des poteaux

V.1 Introduction :



Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{ll} 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow ELU \\ G + Q & \longrightarrow ELS \\ \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow RPA99 \text{ révisé } 2003 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

| Situation : | F_e (MPa) | f_{c28} (Mpa) | γ_b | γ_s | f_{bu} (MPa) | σ_s (MPa) |
|--------------|-------------|-----------------|------------|------------|----------------|------------------|
| Durable | 400 | 25 | 1.5 | 1.15 | 14.2 | 348 |
| Accidentelle | 400 | 25 | 1.15 | 1 | 18.48 | 400 |

Tableau.1 Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

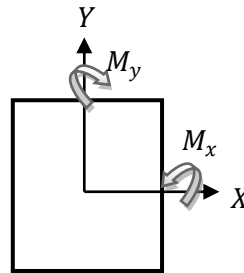
Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

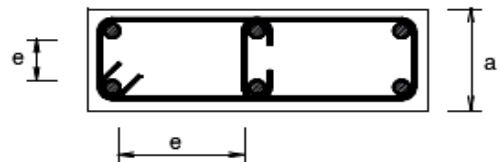
M_y : moment du poteau dans le sens transversal

Recommandation du RPA 2003



V.2 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.



- Le diamètre minimal est de **12mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (zone III)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas

dépasser **25 cm (zone IIa)**.

- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton
(zone IIa) :

poteaux (40x50): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 50 = 16\text{cm}^2$

poteaux (35 x 45): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 45 = 12,6\text{cm}^2$

poteaux (30x 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 40 = 9,6\text{cm}^2$

poteaux (30x 30): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone IIa) :

➤ **Zone courante :**

poteaux (40x50): $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 50 = 80\text{cm}^2$

poteaux (35 x 45): $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2$

poteaux (30x 40): $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$

poteaux (30x 30): $A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :**

poteaux (40x50): $A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 50 = 120\text{cm}^2$

poteaux (35 x 45): $A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 45 = 94, \text{cm}^2$

poteaux (30x 40): $A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 72\text{cm}^2$

poteaux (30x 30): $A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 0 = 54\text{cm}^2$

V.3 Armatures transversales :

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.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [MPa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \end{array} \right.$$

$S_t \leq 15 \varnothing$ en zone courante.

Avec \varnothing : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

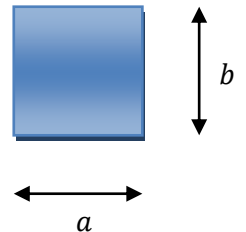
Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing$ minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau.



VI.3 Calcul du ferrailage à L'ELU :

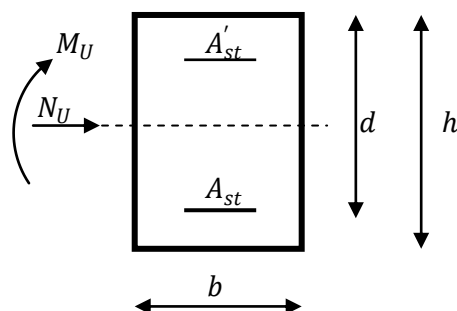
VI.3.1 Les armatures longitudinales :

VI.3.1.1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↗ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↗ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



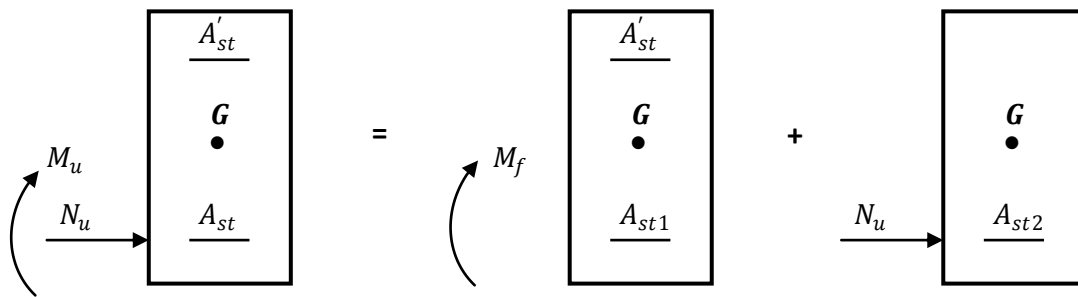
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

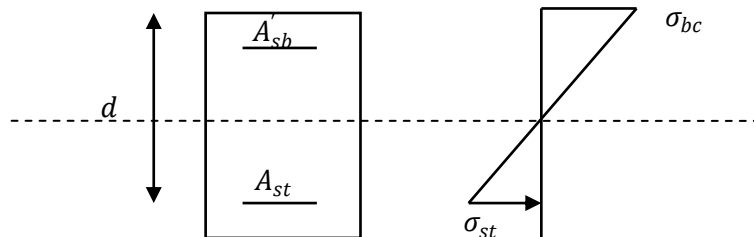
Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23 bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

• Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

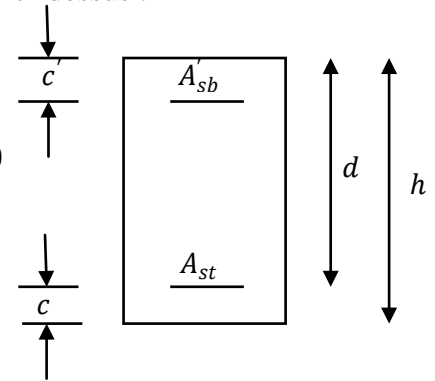
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

$$\text{➤ Si : } e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \text{ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : } A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

b) Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

. Et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

| Pot(40×50) | Pot(35×40) | Pot(30×40) | Pot(30×30) |
|--|---|--|--|
| $P_{\max}=1335,6 \text{ kn}$ $M_2=14,262 \text{ kn.m}$ $M_3=15,186 \text{ kn.m}$ $A=0$ | $P_{\max}=1234 \text{ kn}$ $M_2=0,263 \text{ kn.m}$ $M_3=15,22 \text{ kn.m}$ $A=0$ | $P_{\max}=421 \text{ kn}$ $M_2=12,384 \text{ kn.m}$ $M_3=1,95 \text{ kn.m}$ $A=0$ | $P_{\max}=185 \text{ kn}$ $M_2=0,996 \text{ kn.m}$ $M_3=0,881 \text{ kn.m}$ $A=0$ |
| $P_{\min}=0,09 \text{ kn}$ $M_2=10,136 \text{ kn.m}$ $M_3=0,437 \text{ kn.m}$ $A=0$ | $P_{\min}=0,5 \text{ kn}$ $M_2=18,587 \text{ kn.m}$ $A=1,25 \text{ cm}^2$ $M_3=1,857 \text{ kn.m}$ $A=0,5 \text{ cm}^2$ | $P_{\min}=0,42 \text{ kn}$ $M_2=3,38 \text{ kn.m}$ $A=0,25 \text{ cm}^2$ $M_3=1,375 \text{ kn.m}$ $A=0,1 \text{ cm}^2$ | $P_{\min}=2,24 \text{ kn}$ $M_2=0,561 \text{ kn.m}$ $A=0,02 \text{ cm}^2$ $M_3=5,186 \text{ kn.m}$ $A=0,5 \text{ cm}^2$ |
| $M_{2\max}=48.69 \text{ kn.m}$ $P=364,37 \text{ kn}$ $M_{3\max}=48.828 \text{ kn.m}$ $P=972.1$ $A=0$ | $M_{2\max}=51,71 \text{ kn.m}$ $P=350,75 \text{ kn}$ $M_{3\max}=54,245 \text{ kn.m}$ $P=231,02$ $A=0$ | $M_{2\max}=35,646 \text{ kn.m}$ $P=57,76 \text{ kn}$ $A=1,971 \text{ cm}^2$ $M_{3\max}=31,833 \text{ kn.m}$ $P=171,29$ $A=0,1 \text{ cm}^2$ | $M_{2\max}=5,171 \text{ kn.m}$ $P=84,7 \text{ kn}$ $A=0$ $M_{3\max}=20,922 \text{ kn.m}$ $P=1,19$ $A=2,21 \text{ cm}^2$ |

c) Exemple de calcul avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

The screenshot shows the SOCOTEC software interface with the following data entered:

- Matériaux:**
 - Contrainte béton: $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$
 - Limite élast. acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$
 - Coef. acier/béton: $n = 15$
- Calcul aux ELU (checked):**
 - Effort normal: $N_u = 1.19 \text{ kN}$
 - Moment fléchissant: $M_u = 20.92 \text{ kN.m}$
- Calcul aux ELS (unchecked):**
 - Effort normal: N_s
 - Moment fléchissant: M_s
- Coefficients:**
 - durée chargement: $\theta = 1$
 - sécurité du béton: $\gamma_b = 1.5$
 - sécurité de l'acier: $\gamma_s = 1.15$
- Sections d'armatures:**
 - supérieures: cm^2
 - inférieures: cm^2
- Géométrie:**
 - Largeur: $b = 0.3 \text{ m}$
 - Hauteur: $h = 0.3 \text{ m}$
 - Pgs. cdg armatures sup.: $d' = 0.02 \text{ m}$
 - Pgs. cdg armatures inf.: $c = 0.02 \text{ m}$
- Type d'armature:**
 - rouge lisse
 - barre HA

The interface also includes tabs for Hypothèses, Saisie, Dessin, Résultats, and Aperçu, along with a menu bar and a status bar at the bottom.

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

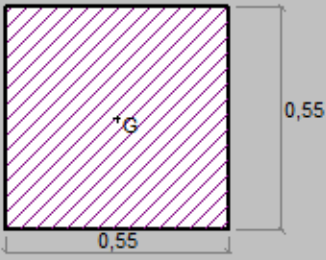
Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

| | calculées | limites |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| béton fibre supérieure : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |
| armatures supérieures : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |
| armatures inférieures : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |
| béton fibre inférieure : | <input type="text"/> MPa | <input type="text"/> MPa |

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM



Remarque : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

| Section des poteaux (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Ferrailages (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) |
|---|-------------------------------------|--------------------------------|--|
| (40x50) | 16 | 8HA20 | 25,13 |
| (35x45) | 12,6 | 8HA16 | 16 ,08 |
| (30x40) | 9,6 | 8HA14 | 12,32 |
| (30x30) | 7,2 | 8HA12 | 9,05 |

Tableau VI.Choix des armatures longitudinales

V.4 Vérification à l'ELU

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2 ; 15\text{cm}\} = 12\text{cm}$$

-En zone courante

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\phi_1\right\}$$

✓ Poteaux 40x50: $S_t \leq \min\left\{\frac{40}{2} ; \frac{50}{2} ; 10 \times 1,2\right\} = 12\text{cm}$

✓ Poteaux 35x45: $S_t \leq \min\left\{\frac{35}{2} ; \frac{45}{2} ; 10 \times 1,2\right\} = 12\text{cm}$

✓ Poteaux 30x40: $S_t \leq \min\left\{\frac{30}{2} ; \frac{40}{2} ; 10 \times 1,2\right\} = 12\text{cm}$

✓ Poteaux 30x30: $S_t \leq \min\left\{\frac{30}{2} ; \frac{30}{2} ; 10 \times 1,2\right\} = 12\text{cm}$

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$l_0=360\text{ cm}$ pour le s-sol $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2,52\text{ m.}$

$l_0=450\text{ cm}$ pour le RDC $L_f = 0.7 \times 4,5 = 3,15\text{ m.}$

$l_0=324\text{cm}$ pour étages courants $L_f = 0.7 \times 3,24 = 2,268\text{ m.}$

$l_0=340\text{cm}$ pour étages terrasse $L_f = 0.7 \times 3,4 = 2,38\text{ m.}$

❖ **Vérification de la quantité d'armatures :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} l_f = 0.7 h_e$$

➤ **Poteaux (40x50) : $1V_u=28,71\text{KN}$**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,52}{0,40} = 6,31$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2,5$$

– **la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 28,7}{0.50 \times 400} \right) \times 0.1 \times 12 = 0,43\text{cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ $A_t=1,01\text{ cm}^2$. (2 brins $\emptyset 8$)

– la zone courante:

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 28,7}{0,50 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 \text{ At}=1,01 \text{ cm}^2$. (2 brins Ø8)

➤ Poteaux (35x45) : $V_u=-32,94 \text{ KN}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3,15}{0,35} = 9$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2,5$$

– la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 32,94}{0,45 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 \text{ At}=2,01 \text{ cm}^2$. (4 brins Ø8)

– la zone courante:

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 32,94}{0,45 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 \text{ At}=2,01 \text{ cm}^2$. (4 brins Ø8)

➤ Poteaux (30x40) : $V_u=-28,09 \text{ KN}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,268}{0,3} = 7,56$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2,5$$

– la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 28,09}{0,4 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 \text{ At}=1,00 \text{ cm}^2$. (2 brins Ø8)

– la zone courante:

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 28,09}{0,4 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,52 \text{ cm}^2$$

– Soit un cadre de $\Phi 8 \text{ At}=1,00 \text{ cm}^2$. (2 brins Ø8)

–

➤ Poteaux (30x30) : $V_u=-2,55 \text{ KN}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,38}{0,3} = 7,93$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2,5$$

– la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 2,55}{0,3 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,063 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 6$ At=0,57 cm². (2 brins Ø6)

– la zone courante:

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{2,5 \times 2,55}{0,3 \times 400} \right) \times 0,1 \times 12 = 0,063 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 6$ At=0,57 cm². (2 brins Ø6)

- D'après notre calcul les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un étrier de HA8 de section transversal **4HA8=2,01cm²**

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10Øt_{min}=8cm**

▪ **Longueur d'ancrage :** (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 20: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = \mathbf{70,54 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = \mathbf{56,43 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les HA 14: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = \mathbf{49,38 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les HA 12: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = \mathbf{42,32 \text{ cm}}$$

✚ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : **L = 50 × φ**

➤ Pour les **HA12 :**

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$$

➤ Pour les **HA14 :**

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

➤ Pour les **HA16:**

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

➤ Pour les **HA20:**

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

✚ **Vérification au cisaillement :** (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$v \tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{Et: } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

✓ **Poteaux 40x50:**

$$\lambda_g = 6,3 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,71 \times 10^3}{400 \times 480} = 0,149 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,14 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,025 \times 25 = \mathbf{1,875 \text{ MPa}} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux 35x45:**

$$\lambda_g = 9 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,94 \times 10^3}{350 \times 430} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,21 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,025 \times 25 = \mathbf{1,875 \text{ MPa}} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux 30x40:**

$$\lambda_g = 2,5 \rightarrow \rho_b = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{2,5 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,029 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,029 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = \mathbf{1 \text{ MPa}} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

La section minimale de RPA est :

-En zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 40 \times 12 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 35 \times 12 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 30 \times 12 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 30 \times 12 = 1,08 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 40 \times 12 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 35 \times 12 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 30 \times 12 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot b \cdot St = 0,003 \times 30 \times 12 = 1,08 \text{ cm}^2$$

✓ D'après nos calcul $A_{t \min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal $2HA10 = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{t \min} = 8 \text{ cm}$

✓ La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

Délimitation de la zone nodale :

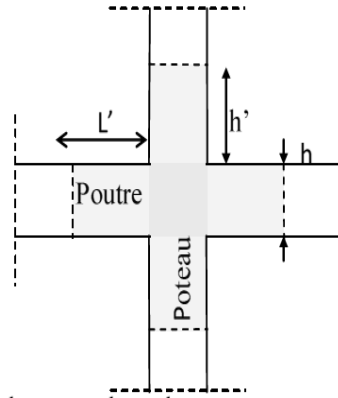


FIG. 1 : zone nodale

Remarque :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

Au niveau des poutres $h' = 2 \times h$

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁; h₁: dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nœuds des poutres.

S-sol

$$h_e = 360 - 45 = 315 / 6 = 52,5$$

cm : hauteur de la poutre principale

$$h' = \text{max} (52,5 ; 50 ; 50 ; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

RDC

$$h_e = 450 - 45 = 405 / 6 = 67,5$$

cm : hauteur de la poutre principale

$$h' = \max(67,5 ; 50 ; 50 ; 60)$$

$$h' = 67,5 \text{ cm}$$

Étage courante

$$h_e = 324 - 45 = 279 / 6 = 46,5$$

cm : hauteur de la poutre principale

$$h' = \max(46,5 ; 50 ; 50 ; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

V.5 Vérification à L'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23b \cdot df_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185d} \right]$$

| | | | | | e_s | A_{smin} | $A_{adopté}$ | OBS |
|-------|-----------|----------------|------------|--------|---------|------------|--------------|-----------------|
| Zone1 | N_{max} | 945 | M_{2cor} | 13,195 | 0,0139 | 0,753 | 25,13 | vérifiée |
| | | | M_{3cor} | 1,397 | 0,0014 | 0,685 | | |
| | N_{min} | 85,01 | M_{2cor} | 1,055 | 0,0124 | 0,744 | | |
| | | | M_{3cor} | 0,145 | 0,0017 | 0,396 | | |
| | N_{cor} | 396 445,5 | M_{2max} | 33,145 | 0,0836 | 14,88 | | |
| | | | M_{3max} | 5,782 | 0,0129 | 0,747 | | |
| Zone2 | N_{max} | 770,85 | M_{2cor} | 15,293 | 0,01986 | 0,63 | 16,08 | vérifiée |
| | | | M_{3cor} | 4,551 | 0,0059 | 0,55 | | |

| | | | | | | | | |
|---------------------------|------------------|--------|-------------------|--------|---------|-------|-------|----------|
| | N _{min} | 54 | M _{2cor} | 0,612 | 0,0011 | 0,536 | | |
| | | | M _{3cor} | 0,096 | 0,0017 | 0,61 | | |
| | N _{cor} | 770,85 | M _{2max} | 15,293 | 0,01986 | 0,69 | | |
| | | 522,27 | M _{3max} | 11,56 | 0,022 | 0,65 | | |
| Zone3 | N _{max} | 306 | M _{2cor} | 9,035 | 0,029 | 0,57 | 12,32 | vérifiée |
| | | | M _{3cor} | 1,376 | 0,004 | 0,4 | | |
| | N _{min} | 23,45 | M _{2cor} | 0,745 | 0,031 | 0,59 | | |
| | | | M _{3cor} | 0,194 | 0,008 | 0,43 | | |
| | N _{cor} | 34,53 | M _{2max} | 20,616 | 0,59 | 0,13 | | |
| | | 124,99 | M _{3max} | 11,052 | 0,0088 | 0,43 | | |
| Le poteau de la charpente | N _{max} | 135,13 | M _{2cor} | 0,772 | 0,005 | 0,31 | 9,24 | |
| | | | M _{3cor} | 0,598 | 0,0044 | 0,31 | | |
| | N _{min} | 30,82 | M _{2cor} | 2,202 | 0,071 | 0,35 | | |
| | | | M _{3cor} | 1,734 | 0,056 | 0,488 | | |
| | N _{cor} | 30,82 | M _{2max} | 2,02 | 0,0655 | 2,05 | | |
| | | 69,25 | M _{3max} | 5,328 | 0,076 | 0,25 | | |

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{adopté} \geq A_{min}$

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

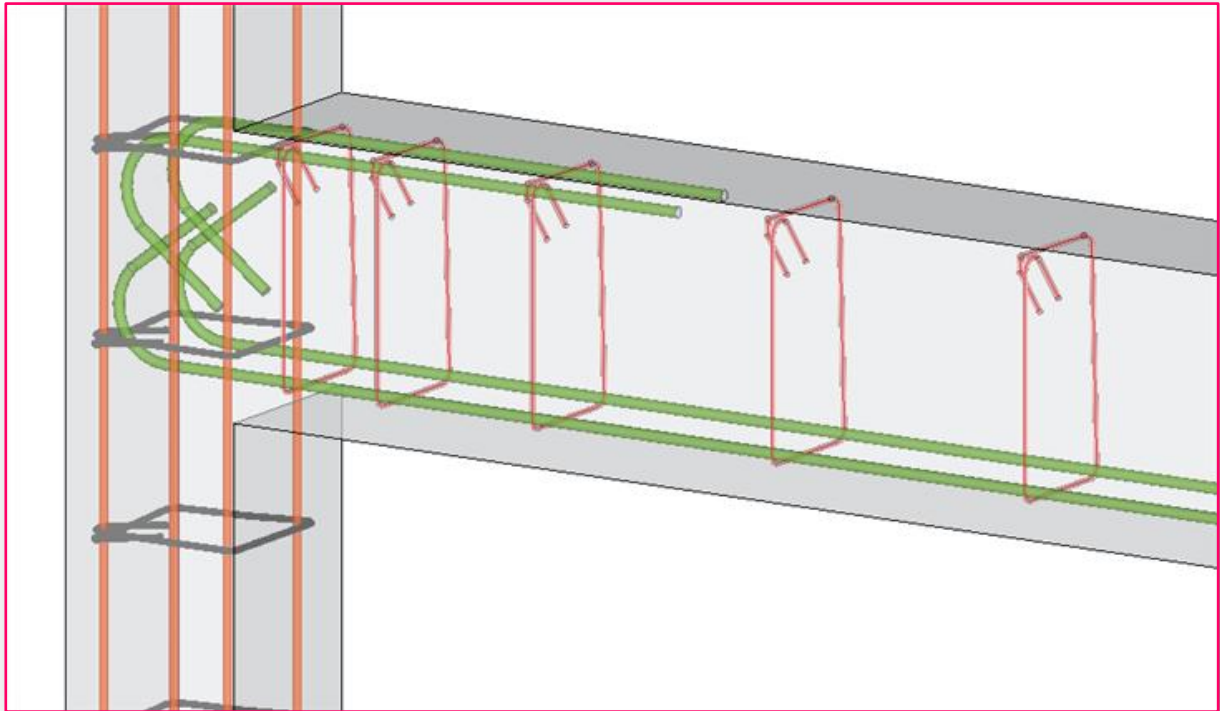
○ **Pour le beton et l'acier :**

| Secti on (cm ²) | N _{max} (KN) | M _{cor} (K N) | A _s =A' _s (cm ²) | σ_{bc} (MPA) | σ_{bi} (MPA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | σ_{sup} (MPA) | σ_{inf} (MPA) | $\bar{\sigma}_s$ (MPA) | OB S |
|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------|---|------------------------|------------------------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|-----------|
| Zone 1 | 945 | 3,319 | 0,753 | 4,86 | 4,48 | 15 | 72,6 | 67,6 | 348 | cv |
| Zone 2 | 770 | 15,293 | 0,63 | 6,09 | 3,57 | 15 | 89,4 | 55,3 | 348 | cv |
| Zone 3 | 306 | 19,035 | 0,75 | 4,29 | 1,45 | 15 | 61,9 | 24,1 | 348 | cv |
| Zone 4 | 135,13 | 0,772 | 0,31 | 1,65 | 1,32 | 15 | 24 ,5 | 20,1 | | cv |

Chapitre IV:

ferailage des poutres

VI.1 Introduction:



Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui sera données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \quad \text{Combinaison RPA}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \text{ (ELS)} \\ 1,35G + 1,5G \text{ (ELU)} \end{array} \right\} \quad \text{Combinaison RPA}$$

VI.2 Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme sui :

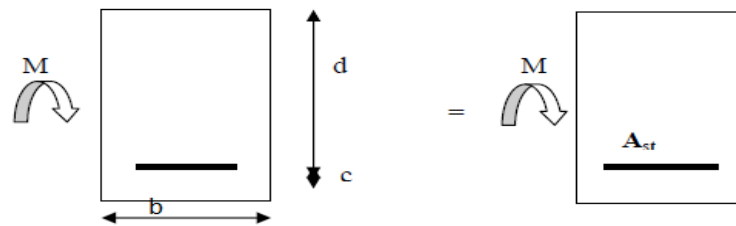
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Pour le FeE400 on à : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \implies$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta d \sigma_s}$$

Avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,5$ Cas générale

$\gamma_s = 1,15$ Cas accidentelle

$f_e = 400 \text{ MPa}$

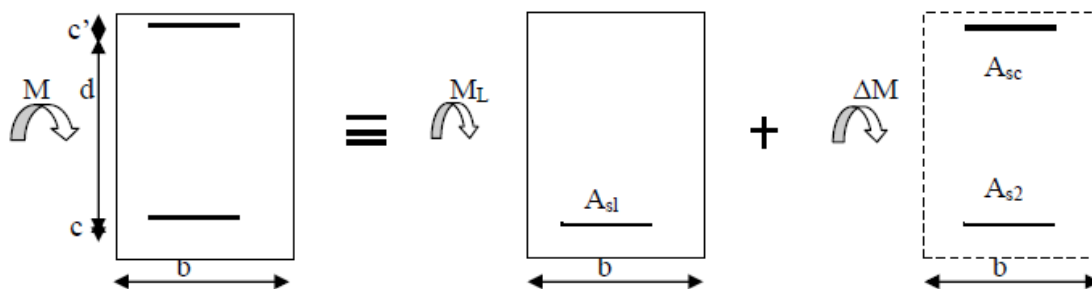
A_{st} : Section d'acier tendu

d : La distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2^{ème} cas

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :

| | | |
|--|-------|-------|
| | Béton | Acier |
|--|-------|-------|

| Situation | $\gamma_b(MPa)$ | $f_{c28}(MPa)$ | $F_{bu}(MPa)$ | $\gamma_s(MPa)$ | $f_e(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ |
|------------------------|-----------------|----------------|---------------|-----------------|------------|-----------------|
| Situation durable | 1,5 | 25 | 14,16 | 1,15 | 400 | 348 |
| Situation accidentelle | 1,15 | 25 | 18,48 | 1 | 400 | 400 |

VI.3 Recommandation du RPA :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min}=0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires (30×35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

- poutres de la charpente (30×50) : $A_{min} 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de 40Ø en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90.

Poutres principales de (30×45) :

Poutres secondaires de (30×40) :

▪ En zone courante :

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

▪ En zone de recouvrement :

$$A_{min} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times st \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$s_t \leq \frac{l}{2} \text{ En zone de recouvrement}$$

Avec :

Φ: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Remarque :

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.



Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.4 Ferrailages des poutres à l'ELU :

• Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} .$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} .$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives

VI.5 Ferrailage :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

➤ **Ferrailage des poutres principales :**

• **Aux appuis:**

| Niveau | $M_t(\text{KN. m})$ | μ | obs. | β | $A_{st}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | ferrailage | $A_{adopté}$ |
|--|---------------------|--------|------|---------|-----------------------|------------------------|---------------------|--------------|
| s- sol et RDC | -119,11 | 0,151 | SSA | 0,9175 | 7,8 | 6,75 | 3HA16+ Chap (3HA16) | 12,06 |
| 1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage: | -132,295 | 0 ,167 | SSA | 0,9075 | 8,82 | 6,75 | 3HA16+ Chap (3HA16) | 12,06 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | -120,074 | 0,152 | SSA | 0,917 | 7,9 | 6,75 | 3HA16+ Chap (3HA16) | 12,06 |
| La charpente | -25,21 | 0,032 | SSA | 0,984 | 1,7 | 7,5 | 3HA16+ Chap (3HA16) | 12,06 |

• **En travée:**

| Niveau | $M_t(\text{KN. m})$ | μ | obs | β | $A_{st}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | ferrailage | $A_{adopté}$ |
|--|---------------------|-------|-----|---------|-----------------------|------------------------|---------------------|--------------|
| s- sol et RDC | 113,034 | 0,143 | SSA | 0,9225 | 7,4 | 6,75 | 3HA16+ Chap (3HA14) | 10,65 |
| 1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage: | 127,013 | 0,161 | SSA | 0,9115 | 8,2 | 6,75 | 3HA16+ Chap (3HA14) | 10,65 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 112,65 | 0,143 | SSA | 0,9225 | 8,4 | 6,75 | 3HA16+ Chap (3HA14) | 10,65 |
| La charpente | 25,38 | 0,032 | SSA | 0,984 | 1,55 | 7,5 | 3HA16+ Chap (3HA14) | 10 ,65 |

➤ **Ferraillage des poutres secondaire :**

• **Aux travées :**

| Niveau | $M_t(KN.m)$ | μ | obs | β | $A_{st}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | ferraillage | $A_{adopté}$ |
|--|-------------|-------|-----|---------|----------------|-----------------|---------------------|--------------|
| s- sol et RDC | 74,86 | 0,121 | SSA | 0,9355 | 5,4 | 5,25 | 3HA14+ Chap (3HA12) | 8,01 |
| 1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage: | 72,114 | 0,117 | SSA | 0,9357 | 5,2 | 5,25 | 3HA14+ Chap (3HA12) | 8,01 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et la poutre de charpente | 57,182 | 0,092 | SSA | 0,952 | 4,11 | 5,25 | 3HA14+ Chap (3HA12) | 8,01 |

Aux appuis:

| Niveau | $M_t(KN.m)$ | μ | obs | β | $A_{st}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | ferraillage | $A_{adopté}$ |
|--|-------------|-------|-----|---------|----------------|-----------------|---------------------|--------------|
| s- sol et RDC | -119,90 | 0,194 | SSA | 0,891 | 9,15 | 5,25 | 3HA14+ Chap (3HA14) | 9,23 |
| 1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage: | -114,864 | 0,186 | SSA | 0,896 | 8,7 | 5,25 | 3HA14+ Chap (3HA14) | 9,23 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et la poutre de charpente | -103,112 | 0,167 | SSA | 0,9075 | 7,7 | 5,25 | 3HA14+ Chap (3HA14) | 9,23 |

VI.6 Vérification a l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a) Condition de non fragilité : (BEAL 91 ;Art 4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} ;$$

• **Poutres principales (30x45) cm²**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaire (30x40) cm²**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{lcl} \text{D'où : pp} & \longrightarrow & A_s = 10.65 > 1.56 \text{ cm}^2 \\ \text{Ps} & \longrightarrow & A_s = 8.01 > 1.38 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Condition vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant: (BAEL91. Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \cdot d}$$

T_{\max}^u : Effort tranchant max à l'ELU

➤ **Poutres principales :** $\tau_u = \frac{146.77 \times 10^3}{300 \times 430} = 1.137 \text{ MPa}$

➤ **Poutre secondaire :** $\tau_u = \frac{227.25 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.99 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91. art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \cdot d} \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 3.33$$

❖ Poutres principales : $1.137 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

❖ Poutres secondaires $1.99 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

♦ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ **Poutres principales :** $T_u = 146.77 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.43 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 774 \text{ kN}$

❖ **Poutres secondaires :** $T_u = 227.25 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ kN}$

♦ **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$.

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Poutres principales :

$$133.56 - \frac{119.11}{0.9 \times 0.43} = -174.21 < 0 \quad \text{CV}$$

$$146.77 - \frac{127.013}{0.9 \times 0.43} = -182.08 < 0 \quad \text{CV}$$

$$143.88 - \frac{120.074}{0.9 \times 0.43} = -166.38 < 0 \quad \text{CV}$$

$$19.6 - \frac{25.21}{0.9 \times 0.43} = -45.54 < 0 \quad \text{CV}$$

Poutres secondaires :

$$228,25 - \frac{119}{0,9 \times 0,38} = -122,33 < 0 \quad \text{CV}$$

$$227,25 - \frac{114,864}{0,9 \times 0,38} = -108,60 < 0 \quad \text{CV}$$

$$174,74 - \frac{103,112}{0,9 \times 0,38} = -126,78 < 0 \quad \text{CV}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

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

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

-Poutres principales :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 16 + 3 \times 16) \times 3,14 = 301,44 \text{ mm}$$

$$3\text{HA}14+3\text{HA}16 \quad \sum U_i = 301,44 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{133,56 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 1,144 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\tau_{se} = \frac{146,77 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\tau_{se} = \frac{115,39 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 1,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,214 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 0,188 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

-Poutres secondaires :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 14) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$3\text{HA}14+3\text{HA}14 \quad \sum U_i = 263,76 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{228,25 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 2,53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1, RDC, étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{227,25 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 2,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1, RDC, étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{174,71 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 1,93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1, RDC, étage 1)}$$

d) Calcul de la longueur d'ancrage :

La longueur de scellement droit des barres : $l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

pour les T₁₄ $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$

pour les T₁₆ $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 \text{ cm}$

pour les T₁₂ $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les T₁₄ $L_a = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

Pour les T₁₆ $L_a = 0,4 \times 56,34 = 22,54 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$

Pour les T₁₂ $L_a = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$

g) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} \right); \phi_l; \left(\frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1,28; 1,6; 3 \} = 1,28 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

h) Calcul des espacements :

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x45) : $S_t = 11,25 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x40) : $S_t = 10 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30x45) : $S_t = 22,5 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x40) : $S_t = 20 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon l'RPA 99 : la section d'armatures transversale doit vérifier :

***Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > 1,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

***poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > 1,35\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

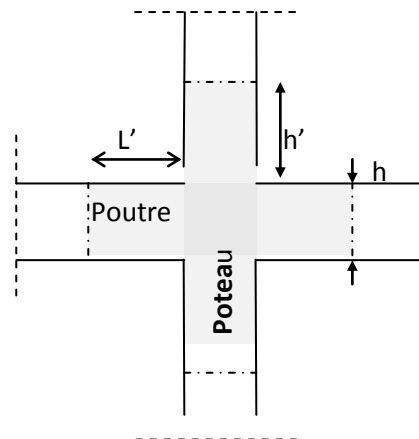
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- $h' = 62 \text{ cm}$

- $L' = 2 \times 45 = 90[\text{cm}]$: poutre principale de (30x45) :

- $L' = 2 \times 40 = 80[\text{cm}]$: poutre secondaire de (30x40) :



VI.7 Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principale (30x45) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55$$

Poutres secondaire (30x40) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

| Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS | | | | | | | | | | |
|--|------------|-------|----------|-----------|--------|------------|---------------|---------------------|-------------|--------|
| Niveaux | M_{smax} | A_s | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_s | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation | |
| s- sol et RDC | 49,14 | 10,65 | 0,826 | 0,8703 | 23,548 | 123,29 | 5,2 | 15 | CV | travée |
| | 73,29 | 12,06 | 0,935 | 0,8641 | 21,791 | 162,99 | 7,48 | 15 | CV | appuis |
| 1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage: | 34,496 | 10,65 | 0,826 | 0,8703 | 23,548 | 86,53 | 3,6 | 15 | CV | travée |
| | 75,354 | 12,06 | 0,935 | 0,8641 | 21,791 | 168,15 | 7,7 | 15 | CV | appuis |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 38,48 | 10,65 | 0,826 | 0,8703 | 23,548 | 96,54 | 4,10 | 15 | CV | travée |
| | 62,03 | 12,06 | 0,935 | 0,8641 | 21,791 | 138,42 | 6,3 | 15 | CV | appuis |
| La charpente | 14,725 | 10,65 | 0,826 | 0,8703 | 23,548 | 36,94 | 1,56 | 15 | CV | travée |
| | 11,028 | 12,06 | 0,935 | 0,8641 | 21,791 | 24,613 | 1,12 | 15 | CV | appuis |

| Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS | | | | | | | | | | |
|--|------------|-------|----------|-----------|--------|------------|---------------|---------------------|-------------|--------|
| Niveaux | M_{smax} | A_s | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_s | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation | |
| RDC-2 ^{ème} étage | 14,934 | 8,01 | 0,702 | 0,878 | 25,98 | 55,88 | 2,15 | 15 | vérifiée | travée |
| | 24,226 | 9,23 | 0,810 | 0,871 | 23,765 | 79,3 | 3,33 | 15 | vérifiée | appuis |
| 3- 6 ^{ème} étage | 29,572 | 8,01 | 0,702 | 0,878 | 25,98 | 110,64 | 4,25 | 15 | vérifiée | travée |
| | 45,684 | 9,23 | 0,810 | 0,871 | 23,765 | 149,52 | 6,31 | 15 | vérifiée | appuis |
| 7 ^{et} 8 ^{ème} étage | 34,199 | 8,01 | 0,702 | 0,878 | 25,98 | 127,96 | 4,92 | 15 | vérifiée | travée |
| | 51,863 | 9,23 | 0,810 | 0,871 | 23,765 | 169,76 | 7,14 | 15 | vérifiée | appuis |

c) Etat limite de déformation du béton: (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} »,

d) Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5\text{m}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

- **Sens des poutres principale :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1,1$

- **Sens des poutres secondaire**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

✓ **La plus grande flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

Poutres principales : $f = 0,287 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1$

Poutres secondaire : $f = 0,230 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75$

⇒ **Donc la flèche est vérifiée**

✓ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est

prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la port

| | Armature longitudinale | | Armature transversale | |
|---------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|------------|
| | Travée | Appuis | Zone courante | Zone nodal |
| Poutres principales | 3HA16+3chap HA14 | Sup=3HA16+3chap HA16 | Cad+etr T8 | Cad+etr T8 |
| | | Inf.=3HA16+3chap HA16 | | |
| Poutres secondaires | 3HA14+3chap HA12 | Sup=3HA14+3chap HA14 | Cad+etr T8 | Cad+etr T8 |
| | | Inf.=3HA14+3chap HA14 | | |

Chapitre VII

ferailage des voiles

VII.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : s-sol
- **Zone II** : RDC
- **Zone III** : 1^{eme} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme} et 5^{eme} étage

Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

VII.2 Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$= d \leq \min \left(\frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

he : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée $l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l$

L t : longueur tendue = **L** - **Lc**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

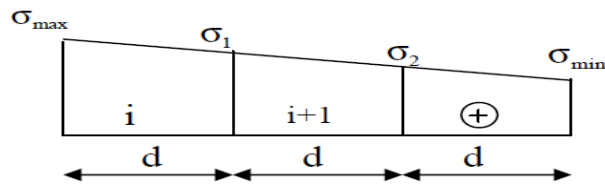


Figure 1 : Section extérieurement comprimé

➤ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

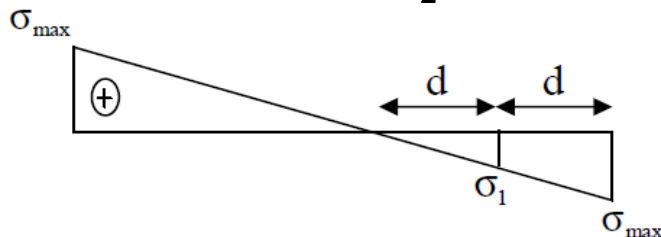


Figure . 2 : Section partiellement comprimé

➤ **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

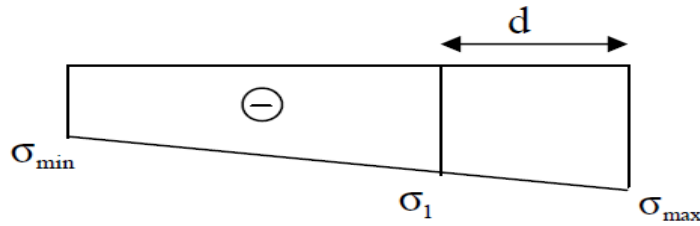


Figure .3 : Section entièrement tendue

a) Armatures verticales :

➤ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s10}}$$

B : section du voile.

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

➤ Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)}$$

➤ Pour une Section entièrement tendue:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10

Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% B. \\ A_h \geq 0.10\% B \text{ En zone courante.} \end{cases}$$

B : Section du béton

AV: Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec: **T=1.4V_u**

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) 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 $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

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 :

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les

combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.

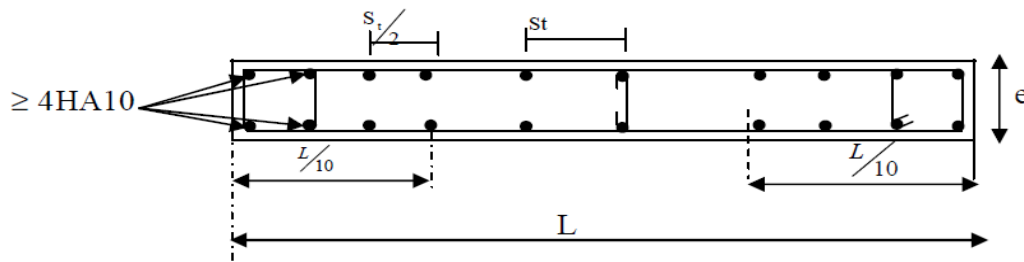


Figure .4 : disposition des armatures verticales

VII.3 Vérification :

a)Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_B = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 V_{u.calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u: Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Pour la fissuration très préjudiciable.

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VT1** de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométrique :**

L = 2,9 m, e = 0,20m, B=0,840m², I=1,235 m⁴, V=V'=2,1m

$$\sigma_{max} = 5339,15 \text{KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = -8485,84 \text{KN/m}^2$$

Calcul de L_c:

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{7645,730}{7645,3 + 3619,100} \times 2,9 = 1,96 \text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,9 - 1,96 = 0,93 \text{m}.$$

$$\text{Soit } d_1 = \frac{L_t}{2} = \frac{0,93}{2} = 0,46 \text{m}$$

Longueur d'extrémité.

$$L/10 = 2,9/10 = 0,29 \text{m} = 29 \text{cm}$$

➤ **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{\sigma_{min}}{L_t} = (0,93 - 0,46) \frac{3619,10}{0,93} = 1829,00 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{3619,10 + 1829}{2} \times 0,46 \times 0,25 = 313,26 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{1829}{2} \times 0,46 \times 0,25 = 105,16 \text{KN}$$

❖ **Calcul des armatures :**

– **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{313,26}{400} \times 10 = 7,9 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{105,16}{400} \times 10 = 2,6 \text{cm}^2$$

– **Armatures minimales:**

$$A_{min} \geq \max\left(0,20\%B, \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 2,9 \times 0,25 = 0,725 \text{m}^2$$

$$A_{min} \geq \max\left(0,20\% \times 0,725 \times 100, \frac{0,725 \times 2,1}{400} \times 100\right) = (9,2 \text{ } 3,8) = 14,5$$

$$A_{min} = 14,5 \text{cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times T}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 437,27 \times 10}{400} = 16,83 \text{cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,9 + \frac{16,83}{4} = 12,14 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,6 + \frac{16,83}{4} = 6,80 \text{cm}^2$$

Le ferrailage adopté:

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action

Sismique :

✓ **1^{ère} bande :** 12HA14 = 62,82 cm²/d1 **soit:** 6HA14 /nappe .avec espacement de **11cm**.

✓ **2^{ème} bande :** 12HA14 = 31,41 cm²/d2 **soit:** 6HA14/nappe avec espacement de **11cm**

❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

Soit : 04 épingles de HA8 / m²

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement:**

Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{437,27 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2900} = 0,76 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{MPa}$$

RPA :

$$\bar{V}_u = 1,4 V_u$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 437,27 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2900} = 0,938 MPa < \bar{\tau}_u = 5 MPa$$

6) Vérification à l'ELS:

$$\sigma_s = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2464,66 \times 10^3}{725000 + 15 \times 1848} = 3,27 MPa < \bar{\sigma}_s = 15 MPa$$

Condition vérifiée

❖ **Ferraillage de tous les voiles de la structure :**

| | ferraillage de vl1 | | | | |
|-------------------------------|--|--|----------|----------|----------|
| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
| | hpoutre(m) | | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur etage (m) | | 3,25 | 4,15 | 2,89 |
| | L (m) | | 2,90 | 2,90 | 2,90 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m²) | | 0,725 | 0,725 | 0,725 |
| | He | | 3,250 | 4,150 | 2,890 |
| | h | | 2,90 | 3,80 | 2,54 |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | | 437,270 | 452,660 | 299,880 |
| | N _{ser} (kN) | | 2464,66 | 1732,83 | 2549,80 |
| | Vu (kN) | | 612,178 | 633,724 | 419,832 |
| | σ _{max} (kN/m²) | | 7645,730 | 5841,920 | 3384,460 |
| | σ _{min} (kN/m²) | | 3619,100 | 2415,330 | 2345,550 |
| | σs (kN/m²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 1,97 | 2,05 | 1,71 |
| | L _t | | 0,93 | 0,85 | 1,19 |
| | d | | 1,31 | 1,37 | 1,14 |
| | d _{adopté} | | 0,47 | 0,42 | 0,59 |
| | d2 = L _t -d _{adopté} | | 0,47 | 0,42 | 0,59 |
| | σ ₁ | | 1809,550 | 1207,665 | 1172,775 |
| | N ₁ | | 316,12 | 192,08 | 261,04 |
| | N ₂ | | 105,37 | 64,03 | 87,01 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm²) | | 7,90 | 4,80 | 6,53 |
| | A _{v2} /bande (cm²) | | 2,63 | 1,60 | 2,18 |
| | A _{vj} (cm²) | | 16,83 | 17,43 | 11,55 |
| | A'v1/bande/nappe | | 12,11 | 9,16 | 9,41 |
| | A'v2/bande/nappe | | 6,84 | 5,96 | 5,06 |
| armatures miniales | A _{min} /bande/nappe (cm²) | | 17,22 | 17,95 | 14,99 |
| Ferraillage adopté pour | A'v1 adopté (cm²) | | 18,46 | 18,01 | 18,45 |
| | A'v2 adopté (cm²) | | 18,46 | 18,01 | 18,45 |

| | | | | | |
|---------------------------------------|------------------------------------|---------------|--------|--------|--------|
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 12HA14 | 16HA12 | 12HA14 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 12HA14 | 16HA12 | 12HA14 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 11 | 9 | 11 |
| | <i>ferrailage de vl2</i> | | | | |
| | | Bande 2 | 11 | 9 | 11 |
| Armat ures horizo ntales | AH /nappe (cm2) | | 4,61 | 4,50 | 4,61 |
| | AH adopté (cm2) | | 6,28 | 6,28 | 4,71 |
| | choix de la section | | 8HA10 | 8HA10 | 6HA10 |
| | ST | | 24 | 24 | 24 |
| Armatur es transvers ales | Espacement st(cm) | | 6 | 6 | 6 |
| | At adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Véficati on des contruc tion | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 0,938 | 0,971 | 0,643 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0,670 | 0,694 | 0,460 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 3,274 | 2,304 | 3,388 |

| | Zone | | I | II | III |
|---------------------------|--|--|----------|----------|----------|
| | hpoutre(m) | | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur etage (m) | | 3,25 | 4,15 | 2,89 |
| | L (m) | | 2,50 | 2,50 | 2,50 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m ²) | | 0,625 | 0,625 | 0,625 |
| | He | | 3,250 | 4,150 | 2,890 |
| | h | | 2,90 | 3,80 | 2,54 |
| Solicitation de calcul | T(kN) | | 404,930 | 381,510 | 316,130 |
| | N _{ser} (kN) | | 2464,66 | 1770,80 | 1472,92 |
| | Vu (kN) | | 566,902 | 534,114 | 442,582 |
| | σ_{\max} (kN/m ²) | | 8261,270 | 6008,880 | 3857,440 |
| | σ_{\min} (kN/m ²) | | 4081,820 | 2406,230 | 1475,100 |
| | σ_s (kN/m ²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 1,67 | 1,79 | 1,81 |
| | L _t | | 0,83 | 0,71 | 0,69 |
| | d | | 1,12 | 1,19 | 1,21 |
| | d _{adopté} | | 0,41 | 0,36 | 0,35 |
| | d2 = L _t -d _{adopté} | | 0,41 | 0,36 | 0,35 |
| | σ_1 | | 2040,910 | 1203,115 | 737,550 |
| | N ₁ | | 316,37 | 161,26 | 95,64 |
| | N ₂ | | 105,46 | 53,75 | 31,88 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 7,91 | 4,03 | 2,39 |
| | A _{v2} /bande (cm ²) | | 2,64 | 1,34 | 0,80 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 15,59 | 14,69 | 12,17 |
| | A'v1/bande/nappe | | 11,81 | 7,70 | 5,43 |
| | A'v2/bande/nappe | | 6,53 | 5,02 | 3,84 |
| armatures minimales | A _{min} /bande/nappe (cm ²) | | 14,64 | 15,62 | 15,82 |

| | | | | | |
|--------------------------------------|------------------------------------|---------------|--------|--------|--------|
| Ferrillage adopté pour les | A'v1 adopté (cm ²) | | 16,07 | 18,84 | 18,84 |
| | A'v2 adopté (cm ²) | | 16,07 | 18,84 | 16,07 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 8HA16 | 6HA20 | 8HA16 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 8HA16 | 6HA20 | 8HA16 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 16 | 21 | 16 |
| | | Bande 2 | 16 | 21 | 16 |
| Armatures horizontales | AH /nappe (cm2) | | 9,38 | 9,38 | 9,38 |
| | AH adopté (cm2) | | 13,56 | 13,56 | 13,56 |
| | choix de la section | | 12HA12 | 12HA12 | 12HA12 |
| Armatures transversales | Espacement st(cm) | | 28 | 30 | 25 |
| | At adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Véficat ion des contruction | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 1,008 | 0,950 | 0,787 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0,720 | 0,678 | 0,562 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 3,797 | 2,711 | 2,255 |

| | <i>ferrailage de vl3</i> | | | | |
|--------------------------------|---|--|-----------|-----------|-----------|
| | Zone | | I | II | III |
| | hpoutre(m) | | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur etage (m) | | 3,25 | 4,15 | 2,89 |
| | L (m) | | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m ²) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | He | | 3,250 | 4,150 | 2,890 |
| | h | | 2,90 | 3,80 | 2,54 |
| Sollicitati on de calcul | T(kN) | | 154,690 | 72,150 | 58,330 |
| | N _{ser} (kN) | | 1427,13 | 1285,48 | 1070,77 |
| | Vu (kN) | | 216,566 | 101,010 | 81,662 |
| | σ _{max} (kN/m ²) | | 19799,980 | 10686,786 | 10310,740 |
| | σ _{min} (kN/m ²) | | 10003,700 | 2821,590 | 6433,930 |
| | σs (kN/m ²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 0,66 | 0,79 | 0,62 |
| | L _t | | 0,34 | 0,21 | 0,38 |
| | d | | 0,44 | 0,53 | 0,41 |
| | d _{adopté} | | 0,17 | 0,10 | 0,19 |
| | d2 = L _t -d _{adopté} | | 0,17 | 0,10 | 0,19 |
| | σ ₁ | | 5001,850 | 1410,795 | 3216,965 |
| | N ₁ | | 314,79 | 55,25 | 231,76 |
| | N ₂ | | 104,93 | 18,42 | 77,25 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 7,87 | 1,38 | 5,79 |
| | A _{v2} /bande (cm ²) | | 2,62 | 0,46 | 1,93 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 5,96 | 2,78 | 2,25 |
| | A'v1/bande/nappe | | 9,36 | 2,08 | 6,36 |
| | A'v2/bande/nappe | | 4,11 | 1,15 | 2,49 |
| armatures minimales | A _{min} /bande/nappe (cm ²) | | 5,81 | 6,92 | 5,39 |

| | | | | | |
|---|------------------------------------|---------------|-------|-------|-------|
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm ²) | | 6,78 | 9,23 | 6,78 |
| | A'v2 adopté (cm ²) | | 6,78 | 9,23 | 6,78 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 6HA12 | 6HA14 | 6HA12 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 6HA12 | 6HA14 | 6HA12 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 7 | 9 | 7 |
| | | Bande 2 | 7 | 9 | 7 |
| Armatures horizontales | AH /nappe (cm2) | | 3,75 | 3,75 | 3,75 |
| | AH adopté (cm2) | | 4,01 | 4,01 | 4,01 |
| | choix de la section | | 8HA8 | 8HA8 | 8HA8 |
| Armatures transversales | Espacement st(cm) | | 30 | 30 | 30 |
| | At adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Véfication des contruction | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 0,963 | 0,449 | 0,363 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0,688 | 0,321 | 0,259 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 5,485 | 4,872 | 4,116 |

| Ferrailage de vl4 | | | | | |
|-------------------------------|--|--|-----------|-----------|-----------|
| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
| | | | | | |
| | hpoutre(m) | | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur etage (m) | | 3,25 | 4,15 | 2,89 |
| | L (m) | | 1,10 | 1,10 | 1,10 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m²) | | 0,275 | 0,275 | 0,275 |
| | He | | 3,250 | 4,150 | 2,890 |
| | h | | 2,90 | 3,80 | 2,54 |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | | 261,710 | 237,520 | 102,478 |
| | N _{ser} (kN) | | 2256,73 | 1946,25 | 1606,96 |
| | Vu (kN) | | 366,394 | 332,528 | 143,469 |
| | σ _{max} (kN/m²) | | 19799,980 | 10686,780 | 10125,850 |
| | σ _{min} (kN/m²) | | 1003,700 | 2681,200 | 6083,150 |
| | σs (kN/m²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 1,05 | 0,88 | 0,69 |
| | L _t | | 0,05 | 0,22 | 0,41 |
| | d | | 0,70 | 0,59 | 0,46 |
| | d _{adopté} | | 0,03 | 0,11 | 0,21 |
| | d2 = L _t -d _{adopté} | | 0,03 | 0,11 | 0,21 |
| | σ ₁ | | 501,850 | 1340,600 | 3041,575 |
| | N ₁ | | 4,99 | 55,46 | 235,43 |
| | N ₂ | | 1,66 | 18,49 | 78,48 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm²) | | 0,12 | 1,39 | 5,89 |
| | A _{v2} /bande (cm²) | | 0,04 | 0,46 | 1,96 |
| | A _{vj} (cm²) | | 10,08 | 9,14 | 3,95 |
| | A'v1/bande/nappe | | 2,64 | 3,67 | 6,87 |
| | A'v2/bande/nappe | | 2,56 | 2,75 | 2,95 |
| armatures minimales | A _{min} /bande/nappe (cm²) | | 9,16 | 7,69 | 6,01 |

| | | | | | |
|---|------------------------------------|---------------|-------|-------|----------|
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm ²) | | 9,23 | 9,23 | 6,78 |
| | A'v2 adopté (cm ²) | | 9,23 | 9,23 | 6,78 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 6HA14 | 6HA14 | 6HA12 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 6HA14 | 6HA14 | 6HA12 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 12 | 10 | 8 |
| | | Bande 2 | 12 | 10 | 8 |
| Armatures horizontales | AH /nappe (cm2) | | 4,13 | 4,13 | 4,13 |
| | AH adopté (cm2) | | 5,02 | 5,02 | 4,015,02 |
| | choix de la section | | 8HA10 | 8HA10 | 8HA10 |
| Armatures transversales | Espacement st(cm) | | 30 | 30 | 30 |
| | At adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 1,480 | 1,344 | 0,580 |
| | 2,26 Mpa | T_u | 1,057 | 0,960 | 0,414 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 7,813 | 6,738 | 5,635 |

| | ferrailage de vl5 | | | | |
|-------------------------------|--|--|----------|----------|----------|
| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
| | | | | | |
| | hpoutre(m) | | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| | hauteur etage (m) | | 3,25 | 4,15 | 2,89 |
| | L (m) | | 0,70 | 0,70 | 0,70 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m ²) | | 0,175 | 0,175 | 0,175 |
| | He | | 3,250 | 4,150 | 2,890 |
| | h | | 2,90 | 3,80 | 2,54 |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | | 52,460 | 54,790 | 85,090 |
| | N _{ser} (kN) | | 880,42 | 728,49 | 597,68 |
| | Vu (kN) | | 73,444 | 76,706 | 119,126 |
| | σ_{\max} (kN/m ²) | | 5036,000 | 3962,380 | 3982,990 |
| | σ_{\min} (kN/m ²) | | 1099,950 | 598,790 | 2528,140 |
| | σ_s (kN/m ²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 0,57 | 0,61 | 0,43 |
| | L _t | | 0,13 | 0,09 | 0,27 |
| | d | | 0,38 | 0,41 | 0,29 |
| | d _{adopté} | | 0,06 | 0,05 | 0,14 |
| | d2 = L _t - d _{adopté} | | 0,06 | 0,05 | 0,14 |
| | σ_1 | | 549,975 | 299,395 | 1264,070 |
| | N ₁ | | 12,94 | 5,16 | 64,42 |
| | N ₂ | | 4,31 | 1,72 | 21,47 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 0,32 | 0,13 | 1,61 |
| | A _{v2} /bande (cm ²) | | 0,11 | 0,04 | 0,54 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 2,02 | 2,11 | 3,28 |
| | A'v1/bande/nappe | | 0,83 | 0,66 | 2,43 |
| | A'v2/bande/nappe | | 0,61 | 0,57 | 1,36 |
| armatures minimales | A _{min} /bande/nappe (cm ²) | | 5,03 | 5,32 | 3,75 |

| | | | | | |
|---|------------------------------------|---------------|-------|-------|-------|
| Ferrillage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm ²) | | 6,15 | 6,15 | 6,15 |
| | A'v2 adopté (cm ²) | | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 4HA14 | 4HA12 | 4HA12 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 4HA14 | 4HA12 | 4HA12 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 10 | 11 | 8 |
| | | Bande 2 | 10 | 11 | 8 |
| Armatures horizontales | AH /nappe (cm2) | | 2,63 | 2,63 | 2,63 |
| | AH adopté (cm2) | | 3,01 | 3,01 | 3,01 |
| | choix de la section | | 6HA8 | 6HA8 | 6HA8 |
| Armatures transversales | Espacement st(cm) | | 30 | 30 | 30 |
| | At adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 0,466 | 0,487 | 0,756 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0,333 | 0,348 | 0,540 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 4,779 | 3,954 | 3,244 |

| | <i>ferrailage de vt1</i> | | | | |
|-------------------------------|--|--|-----------|-----------|-----------|
| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
| | hpoutre(m) | | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| | hauteur etage (m) | | 3,15 | 4,05 | 2,79 |
| | L (m) | | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m²) | | 0,375 | 0,375 | 0,375 |
| | He | | 3,150 | 4,050 | 2,790 |
| | h | | 2,70 | 3,60 | 2,34 |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | | 220,640 | 138,340 | 98,690 |
| | N _{ser} (kN) | | 2250,40 | 1946,20 | 1463,94 |
| | Vu (kN) | | 308,896 | 193,676 | 138,166 |
| | σ _{max} (kN/m²) | | 19116,310 | 11459,230 | 15525,120 |
| | σ _{min} (kN/m²) | | 539,940 | 3642,300 | 11058,990 |
| | σs (kN/m²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 1,46 | 1,14 | 0,88 |
| | L _t | | 0,04 | 0,36 | 0,62 |
| | d | | 0,97 | 0,76 | 0,58 |
| | d _{adopté} | | 0,02 | 0,18 | 0,31 |
| | d2 = L _t -d _{adopté} | | 0,02 | 0,18 | 0,31 |
| | σ ₁ | | 269,970 | 1821,150 | 5529,495 |
| | N ₁ | | 2,09 | 123,54 | 646,95 |
| | N ₂ | | 0,70 | 41,18 | 215,65 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm²) | | 0,05 | 3,09 | 16,17 |
| | A _{v2} /bande (cm²) | | 0,02 | 1,03 | 5,39 |
| | A _{vj} (cm²) | | 8,49 | 5,33 | 3,80 |
| | A'v1/bande/nappe | | 2,18 | 4,42 | 17,12 |
| | A'v2/bande/nappe | | 2,14 | 2,36 | 6,34 |
| armatures minimales | A _{min} /bande/nappe (cm²) | | 12,76 | 9,96 | 7,66 |

| | | | | | |
|---|------------------------------------|---------------|-------|-------|-------|
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm ²) | | 16,07 | 12,3 | 12,3 |
| | A'v2 adopté (cm ²) | | 9,04 | 12,3 | 12,3 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 8HA16 | 8HA14 | 8HA14 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 8HA16 | 8HA14 | 8HA14 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 13 | 10 | 8 |
| | | Bande 2 | 13 | 10 | 8 |
| Armatures horizontales | AH /nappe (cm2) | | 5,63 | 5,63 | 5,63 |
| | AH adopté (cm2) | | 6,78 | 6,78 | 6,78 |
| | choix de la section | | 8HA14 | 8HA14 | 8HA14 |
| Armatures transversales | Espacement st(cm) | | 30 | 30 | 30 |
| | At adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 0,915 | 0,574 | 0,409 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0,654 | 0,410 | 0,292 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 5,639 | 4,946 | 3,721 |

| <i>ferraillage de vt2</i> | | | | | |
|-------------------------------|---|--|----------|----------|----------|
| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
| | hpoutre(m) | | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| | hauteur etage (m) | | 3,15 | 4,05 | 2,79 |
| | L (m) | | 3,20 | 3,20 | 3,20 |
| | e (m) | | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| | B (m ²) | | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | He | | 3,150 | 4,050 | 2,790 |
| | h | | 2,70 | 3,60 | 2,34 |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | | 313,850 | 382,870 | 358,660 |
| | N _{ser} (kN) | | 1968,62 | 1647,45 | 1354,06 |
| | Vu (kN) | | 439,390 | 536,018 | 502,124 |
| | σ_{\max} (kN/m ²) | | 7113,900 | 5160,800 | 3619,310 |
| | σ_{\min} (kN/m ²) | | 3462,920 | 2502,760 | 1456,800 |
| | σ_s (kN/m ²) | | 400,00 | 400,00 | 400,00 |
| | L _c | | 2,15 | 2,15 | 2,28 |
| | L _t | | 1,05 | 1,05 | 0,92 |
| | d | | 1,35 | 1,44 | 1,17 |
| | d _{adopté} | | 0,52 | 0,52 | 0,46 |
| | d2 = L _t - d _{adopté} | | 0,52 | 0,52 | 0,46 |
| | σ_1 | | 1731,460 | 1251,380 | 728,400 |
| | N ₁ | | 340,13 | 245,20 | 125,43 |
| | N ₂ | | 113,38 | 81,73 | 41,81 |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 8,50 | 6,13 | 3,14 |
| | A _{v2} /bande (cm ²) | | 2,83 | 2,04 | 1,05 |
| | A _{vj} (cm ²) | | 12,08 | 14,74 | 13,81 |
| | A'v1/bande/nappe | | 11,52 | 9,82 | 6,59 |
| | A'v2/bande/nappe | | 5,86 | 5,73 | 4,50 |

| | | | | | |
|---|---|---------------|--------|--------|--------|
| armatures minimales | $A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$ | | 17,72 | 18,86 | 15,36 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'_{v1} adopté (cm ²) | | 18,46 | 21,54 | 18,46 |
| | A'_{v2} adopté (cm ²) | | 18,46 | 21,54 | 18,46 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 12HA14 | 14HA14 | 12HA14 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 12HA14 | 14HA14 | 12HA14 |
| | ST | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 12 | 11 | 10 |
| | | Bande 2 | 12 | 11 | 10 |
| Armatures horizontales | AH /nappe (cm ²) | | 12,00 | 12,00 | 12,00 |
| | AH adopté (cm ²) | | 15,38 | 15,38 | 15,38 |
| | choix de la section | | 10HA14 | 10HA14 | 10HA14 |
| Armatures transversales | Espacement st(cm) | | 30 | 30 | 28 |
| | A_t adoptées | | 2,01 | 2,01 | 2,01 |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 0,610 | 0,744 | 0,697 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0,436 | 0,532 | 0,498 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 2,378 | 1,979 | 1,636 |

Chapitre VIII: étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles isolées ;
- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les radiers.

2- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux ;
- ✓ Les puits ;

VIII.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 2m.

VIII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;

- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

1. Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{45} = K = 1,1 \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1394,49 \text{ kN} , \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1394,49}{200}} = 2,64 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

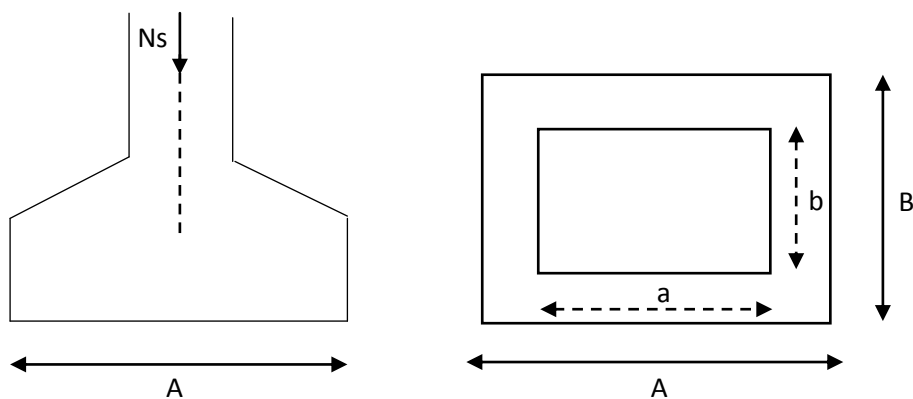


Figure VII.1 : Semelle isolée.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes :



Figure .1: Semelles filante

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 ($\sigma_{sol} = 200\text{kN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

| Voile | N _{ser} (kN) | L (m) | B (m) | S = B x L (m ²) |
|-------|-----------------------|-------|-------|-----------------------------|
| VT4+ | -1512,51 | 0,85 | 2,98 | 2,53 |
| VT5+ | -265,8 | 0,8 | 1,25 | 1 |
| VT6+ | -882,33 | 0,55 | 2,83 | 1,55 |
| VT1+ | -1568,01 | 2,6 | 1,73 | 4,5 |
| VT3+ | -1431,86 | 2,35 | 1,74 | 4,10 |
| | | | | St=13,63 |

Tableau.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

| Voile | N _{ser} (kN) | L (m) | B (m) | S = B x L (m ²) |
|-------|-----------------------|-------|-------|-----------------------------|
| VL1+ | -2254,65 | 3,2 | 1,87 | 6 |
| VL2+ | -2108,66 | 1,25 | 2,9 | 3,63 |
| | | | | S _t = 9,63 |

Tableau .2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 13,63 + 9,63 = 23,255 \text{ m}^2.$$

b) Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Figure .2: Semelles filante sous poteaux.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N _s (kN) | e _i (m) | N _s x e _i (kN.m) | M _i |
|---------|-------------------------|--------------------|--|-----------------|
| C3 | 178,76 | 5,5 | 983,18 | 1,032 |
| C11 | 653,35 | 0 | 0 | 2,075 |
| C19 | 165,71 | -5,5 | -911,4 | 1,743 |
| | $R = \sum N_i = 989,58$ | | $\Sigma = 71,775$ | $\Sigma = 4,85$ |

Tableau -3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**
On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{71,775 + 4,85}{997,82} = 0,076\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{5,5}{6} = 0,91\text{m}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{997,82}{5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,076}{5,5}\right) = 183,01\text{kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{997,82}{5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,076}{5,5}\right) = 217,76\text{kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{997,82}{5,5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{5,5}\right) = 188,94\text{kN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{188,94}{200} = 0,95\text{m} \text{ on prend } B = 1\text{m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 1 \times 5,5 = 5,5\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 5,5 \times 3 = 16,5\text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 49,5 + 23,255 = 72,755m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 179,26m^2$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{72,73}{179,26} = 0,40.$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente moins que 50% de la surface totale

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 40% de la surface totale du bâtiment ($S_s < 50 \% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des semelles filantes comme fondations

VI.4 Calcul de semelle sous poteau :

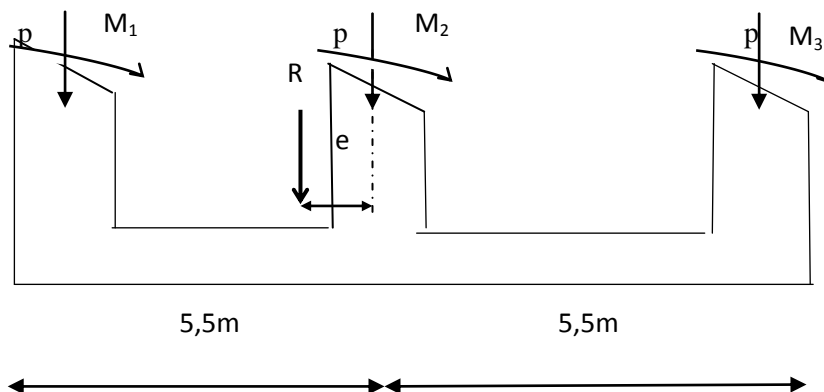


Figure .2: Semelles filante sous poteaux.

VI.4.1 Hauteur de la semelle :

$$h_s = \frac{B - b}{4} + 5cm$$

Avec

B :largeur de la semelle.

hs : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens de B

$$hs = \frac{100 - 45}{4} + 5cm = 18,75cm$$

On adopte une hauteur $hs=35cm$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$L= 5,5m$

$B= 130cm$

$hs=35cm$

VI.4.2 Etude de la poutre de rigidité :

VI.4.2.1 Dimensionnement de la poutre de rigidité :

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq hp \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{la largeur : } \frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp$$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié. $L=5,5m$

$$\frac{550}{9} \leq hp \leq \frac{550}{6}$$

$$61,1cm \leq hp \leq 91,66cm$$

On adopte une hauteur **$hp = 90 cm$**

$$\frac{1}{3} \times 90 \leq bp \leq \frac{2}{3} \times 90$$

$$30 \leq bp \leq 60$$

On adopte une largeur **$bp = 60 cm$**

VI.4.2.2 Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 4 appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé. (Méthode forfaitaire, ou méthodes des trois moments).

Remarque

| Poteaux | $N_s(kN)$ | $e_i(m)$ | $N_s \times e_i(kN.m)$ | M_i |
|---------|-----------|----------|------------------------|-------|
|---------|-----------|----------|------------------------|-------|

| | | | | |
|-----|--------------------------|------|--------------------|-------------------|
| C3 | 245 ,42 | 5,5 | -1349,81 | 2,267 |
| C11 | 902,6 | 0 | 0 | -4,785 |
| C19 | 226,21 | -5,5 | 1244,15 | 2,412 |
| | $R = \sum N_i = 1374,23$ | | $\Sigma = -105,66$ | $\Sigma = -0,106$ |

Dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ Calcul de la charge uniforme

Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

On a

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{105,66 - 0,106}{1374,23} = 0,076\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{5,5}{6} = 0,91\text{m}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale.

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{1374,23}{5,5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{5,5} \right) = 260,21\text{kN/ml}$$

calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{260,21 \times 5,5^2}{8} = 938,91\text{KN.m}$$

Calcule des moments aux appuis :

$$0,3M_0 = 0,3 \times 938,91 = 295,17 \text{ kn.m}$$

$$0,5M_0 = 0,5 \times 938,1 = 496,05 \text{ kn.m}$$

Calcule des moments en travée :

$$0,85M_0 = 0,85 \times 938,1 = 836,33 \text{ kn.m}$$

Calcule des armature :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2\text{MPa} ; A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

| appui | M _u (KN.m) | μ _u | β | A _{min} | A _{ado} | Ferrailage |
|--------|--------------------------|----------------|-------|------------------|------------------|------------|
| 1 | 295,17 | 0,058 | 0,970 | 10,28 | 15,71 | 5HA20 |
| 2 | 469,05 | 0,092 | 0,952 | 16,65 | 18,85 | 6HA20 |
| Travée | 836,33 | 0,163 | 0,910 | 29,78 | 31,42 | 10HA20 |

Vérification à L'ELU :

1- Section minimal :

Selon le BAEL91/99(Condition de non fragilité Art. A.4.2) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 500 \times 850 \times \frac{2.1}{400} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_1 = 15,71 \text{ cm}^2 > 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 18,85 \text{ cm}^2 > 5,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A = 31,42 \text{ cm}^2 > 5,13 \text{ cm}^2$$

2- Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

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

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

$$V_u^{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{260,21 \times 5,5}{2} = 715 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{715 \cdot 10^3}{500 \cdot 850} = 1,401 \text{ MPa} \quad \tau_u = 1,401 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_t^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{35} ; \frac{50}{10} ; 2 \right\} = \min(2,57; 5; 2) = 1.2 \text{ cm}$$

les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8

on adopte un cadre et un étrier de HA8 , soit 4HA8=2.01cm²

Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi l; 30\right)$$

$$St \leq \min(22,5; 24; 30)$$

$$St \leq 24\text{cm} \quad \text{on prend } St=10\text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} \leq St \leq \frac{90}{2} = 45\text{cm}$$

$$\text{on prend } St=25\text{ cm}$$

$$\text{on a : } At \geq 0,003 St b = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,5\text{cm}^2$$

$$At = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2 \geq 1,5\text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $l_s \geq 50\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être Effectué avec des crochets de 90° .

VI.5 Vérification à l'ELS :

$$q_s = 188,94\text{KNm}$$

Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{188,94 \times 5,5^2}{8} = 714,31\text{KN.m}$$

Calcule des moments aux appuis :

$$0,3M_0 = 0,3 \times 714,31 = 214,29\text{ kn.m}$$

$$0,5M_0 = 0,5 \times 14,31 = 357,155\text{ kn.m}$$

Calcule des moments en travée :

$$0,85M_0 = 0,85 \times 714,31 = 607,29\text{ kn.m}$$

Etat limite de compression du béton :

-Dans le béton : On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

puis à partir des annexes on tire les valeur de K_1 et β_1

-dans les aciers : on doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_t / 28})$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad A = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis : b=50cm d=85cm

| appuis | A _{ado} | M _s (kN.m) | ρ_1 | β_1 | k ₁ | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|--------|------------------|--------------------------|----------|-----------|----------------|---------------|---------------------|-------------|
| 1 | 15,71 | 214,29 | 0,937 | 0.8845 | 28.29 | 5,017 | 15 | Vérifiée |
| 2 | 18 ,85 | 357,77 | 0,443 | 0 ,898 | 34,02 | 7,30 | 15 | Vérifiée |
| travée | | | | | | | | |
| | 31,42 | 607,29 | | 0.901 | 35,50 | 10,81 | 15 | Vérifiée |

Tableau 5 : Vérifications des contraintes aux appuis et en travée

VI.6 Ferrailage de la semelle dans le sens B (largeur de la semelle) :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$B=1\text{m}$$

$$N_{uf}=B \cdot \sigma(3/4) \cdot 100$$

$$=1 \times 188,94 \times 1 = 188,94 \text{ kn}$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

Ce qui nous donne

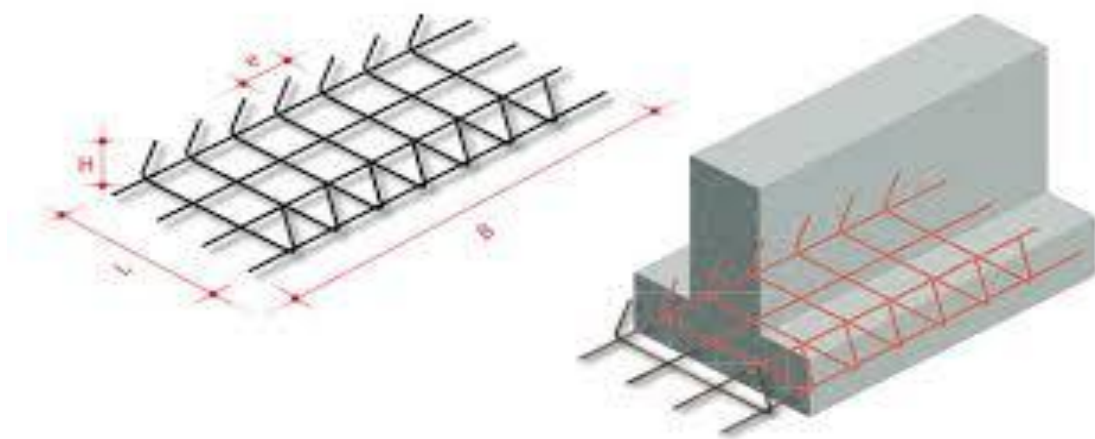
$$A_B = \frac{188,94 \cdot 10^3 (1000 - 5000)}{8(85)^{348}} = 0,339 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **4 HA 12 = 4.52 cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2}$$

VI.7 Ferrailage de la semelle sous voiles :



a) Dimensionnement :

$N_s = 1568,01 \text{ KN}$ $L = 2,6 \text{ m}$ $\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPA} = 200 \text{ KN.m}^2$

La largeur de la semelle : $B \geq \frac{1568,01}{200 \times 3,7} = 2,11 \text{ m}$ On prend : **B = 3m**

La hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm}$

$h_s \geq \frac{250 - 45}{4} + 5 \text{ cm} = 43,75 \text{ cm}$ On prend : **h = 45cm**

b) Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{B.L} = \frac{2155,68}{2,5 \times 3,7} = 233,04 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

c) Calcul des armatures

:

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$M_u = \frac{N_u (B - b)^2}{8B} \qquad M_u = \frac{1568,01 (2,5 - 0,45)^2}{8(2,5)} = 78,19 \text{ KN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \qquad A = \frac{78,19 \times 10^6}{0,9 (400) 348} = 6,24 \text{ cm}^2$$

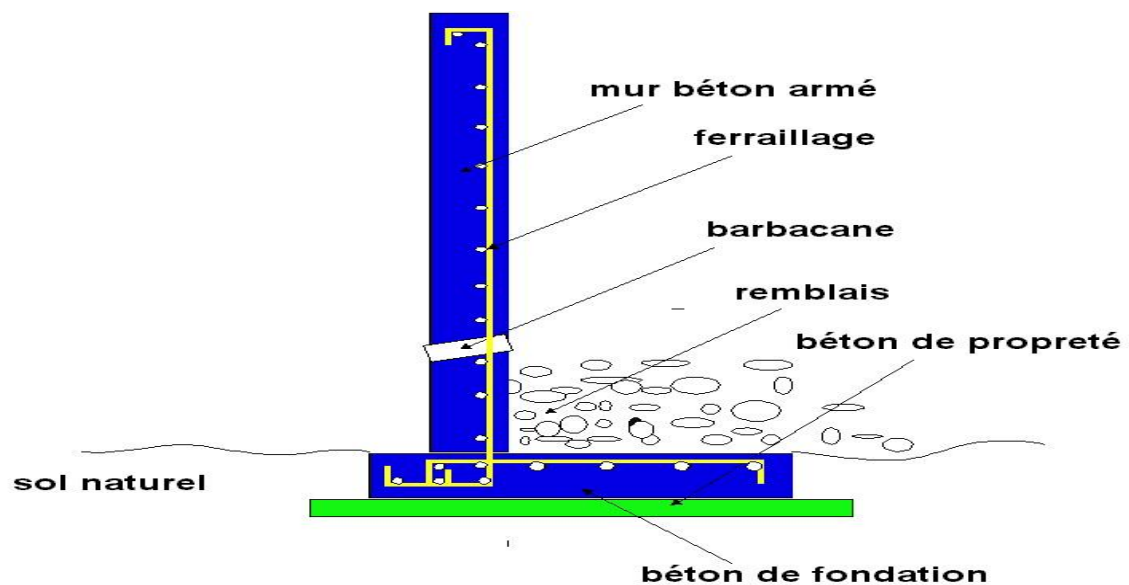
On prend **6 HA14 = 9.24 cm²**

Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$ On prend 4 HA 10 = 3,14 cm²

Chapitre IX: étude de mur plaque

IX.1 Introduction :



Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres.

IX.2 Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale exigée par le **RPA 99 (Article.10.12)** pour le mur plaque est de 15cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20cm et une hauteur de 3,6 m

IX.3 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle et simplement appuyée au niveau du plancher. Un joint de 3cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polystyrène, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

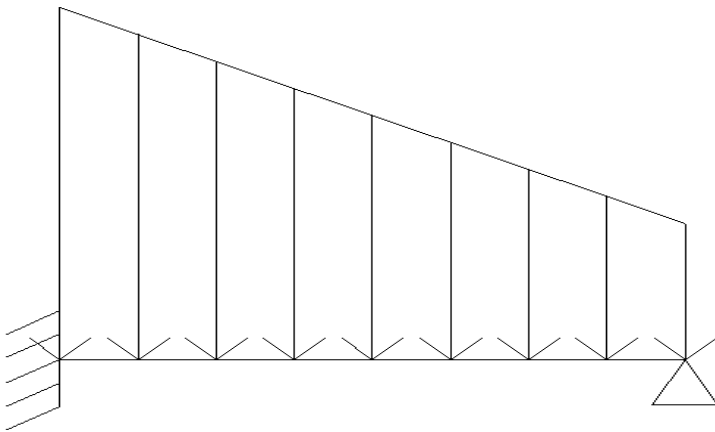
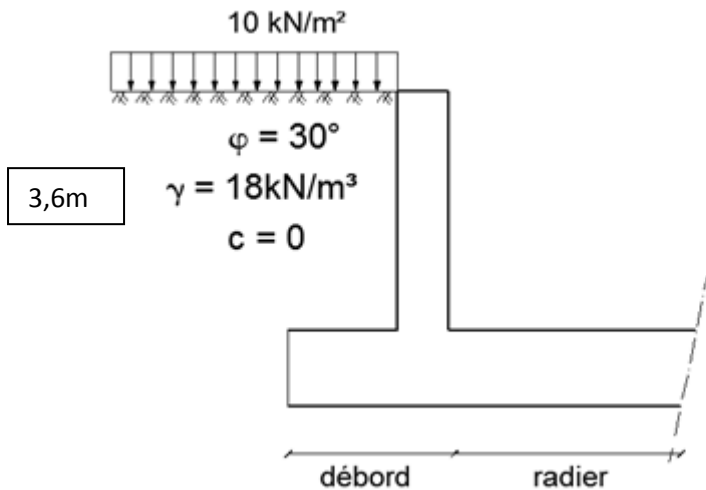


Figure.1 schéma statique de mur plaque.

1- Détermination des sollicitations :

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.



2- Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = q + (\gamma \times h)$$

Avec :

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

Puisque le sol est pulvérulent la relation de Jacky est applicable.

$$\text{Donc : } K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

- ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\text{Pour } h = 0 \quad \sigma_H = 0.5 \times 1.5 \times 10 = 7.5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Pour } h = 3.6 \text{ m} \quad \sigma_H = 0.5 (1.35 \times 18 \times 3.6 + 1.5 \times 10) = 51.24 \text{ kN/m}^2.$$

- ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$\text{Pour } h = 0 \quad \sigma_H = 0.5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Pour } h = 3.6 \text{ m} \quad \sigma_H = 0.5 (18 \times 3.6 + 10) = 37.4 \text{ kN/m}^2.$$

3- Diagramme des contraintes :

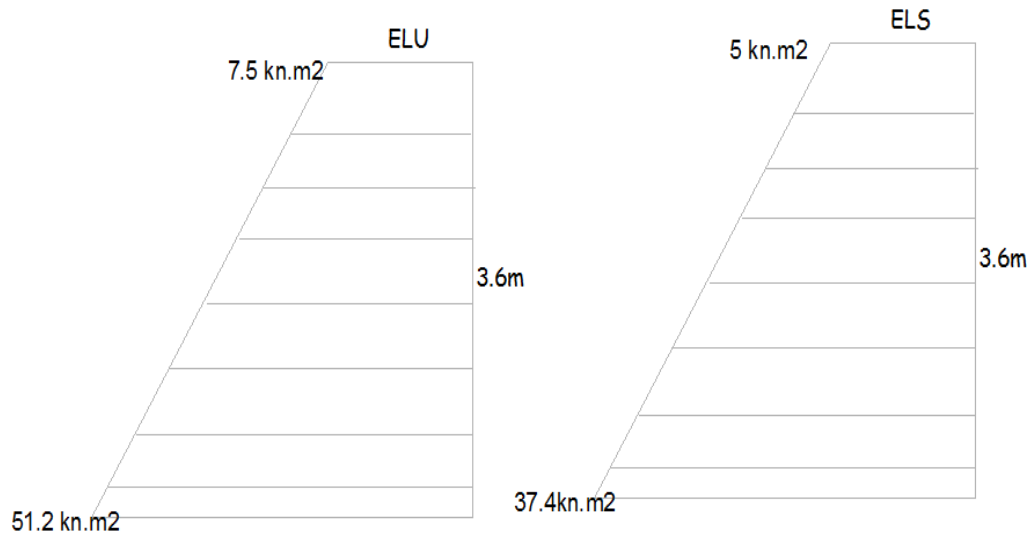


Figure -3 : Diagramme des contraintes

4- Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3\sigma_{hinf} + \sigma_{hsup}}{4} = \frac{3 \times 52,24 + 7,15}{4} \times 1\text{m} = 40,97 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{hinf} + \sigma_{hsup}}{4} = \frac{3 \times 60,71 + 5}{4} \times 1\text{m} = 29,3 \text{ KN/ml.}$$

IX.4 Ferrailage du mur plaque:

1- Méthode de calcul :

Le mur de plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur quatre cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité d'une dalle, les moments seront affectés aux Coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment d'encastrement sur les grands côtés :
 - 0.3 (Appui de rive).
 - 0.5 (Autre appui).

3- Identification des panneaux :

$L_y = 3,6 \text{ m.}$

$L_x = 3,7 \text{ m.}$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3,6}{3,7} = 0,97 > 0.4$$

Le panneau travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.56\mu_x = 0,0452$$

$$\mu_y = 0,9857$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0452 \times 40,97 \times 3,7^2 = 25,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,9875 \times 25,35 = 25,033 \text{ KN.m}$$

4-Correction des moments :

➤ Sens xx :

Sur appuis : $M_a = 0.50 M_{0x} = 0.50 \times 40,97 = 20,48 \text{ KN.m.}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 40,95 = 30,72 \text{ KN.m.}$

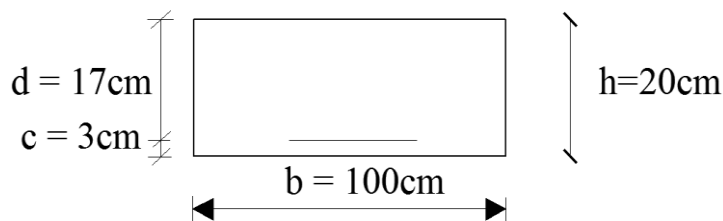
➤ Sens yy :

Sur appuis : $M_a = 0.50 M_{0y} = 0.50 \times 25,033 = 12,51 \text{ KN.m.}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 25,033 = 18,77 \text{ KN.m}$

5- Calcul des armatures:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 ml.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.052 \text{ cm}^2.$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

| Sens | Zone | M_u (KN.m) | μ_u | Obs | β | A_{min} (cm ²) | A (cm ²) | A Adopté (cm ² /ml) | Ferrailage | St (cm) |
|------|--------|-----------------|---------|-----|---------|---------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|------------|------------|
| X-X | Appuis | 20,48 | 0.05 | SSA | 0,974 | 2.052 | 3,55 | 6,79 | 6HA12 | 15 |
| | Travée | 30,72 | 0,074 | SSA | 0,963 | 2.052 | 5,39 | 9,24 | 6HA14 | 15 |

| | | | | | | | | | | |
|-----|--------|-------|-------|-----|--------|-------|------|------|-------|----|
| Y-Y | Appuis | 12,51 | 0,03 | SSA | 0,985 | 2.052 | 2,14 | 6,79 | 6HA12 | 15 |
| | Travée | 18.77 | 0,045 | SSA | 0,9765 | 2.052 | 3,24 | 6,79 | 6HA12 | 15 |

Tableau -1 : ferrailage du mur plaque.

Armatures transversales :

$$\phi t \geq \phi l/3 = 12/3 = 4.4 \text{ cm}^2.$$

Soit le diamètre des armatures transversales = ϕt 8mm.

6- Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

IX.5 Vérification à L'ELU :

2- Section minimal :

Selon le BAEL91/99(Condition de non fragilité Art. A.4.2) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.052 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99/2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.052 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

XI-5. Vérification à L'ELS :

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{3.6}{3.7} = 0.97 > 0.4 \quad \rho = 0.56 \mu_x = 0.0452$$

$$\mu_y = 0.9857$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0452 \times 29.3 \times 3.7^2 = 18.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.9857 \times 18.13 = 17.87 \text{ KN.m}$$

➤ Sens xx :

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0.50 M_{0x} = 0.50 \times 18.13 = 9.065 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 18.13 = 13.59 \text{ KN.m.}$$

➤ Sens yy :

Sur appuis : $M_a = 0.50M_{0y} = 0.50 \times 17,87 = 11.225 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 17,87 = 13,40 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

✚ Dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \sigma_s^- = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; \max (0.5 f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

✚ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms (KN.m) | ρ_1 | β_1 | K ₁ | σ_s (MPa) | σ_s^- (MPa) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc}^- (MPa) | Obs |
|------------|--------|-----------------------|-----------|----------|-----------|----------------|------------------|--------------------|---------------------|-----------------------|-----------------|
| X-X | Appuis | 6,79 | 9,065 | 0,399 | 0.903 | 36.55 | 86,96 | 201.63 | 2,37 | 15 | vérifiée |
| | Travée | 9,23 | 13,59 | 0.543 | 0.890 | 30.45 | 97,31 | 201.63 | 3,19 | 15 | vérifiée |
| Y-Y | Appuis | 6,79 | 11,225 | 0.399 | 0.903 | 36.55 | 107 ,69 | 201 ,63 | 2,94 | 15 | vérifiée |
| | Travée | 6,79 | 13,40 | 0.399 | 0.903 | 36.55 | 128,55 | 201.63 | 3,51 | 15 | vérifiée |

Tableau-2 : vérification des contraintes à l'ELS

IX.6 Le ferrailage de mur plaque :

