

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De La Construction
Département De Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en génie-civil
Option : construction civil et industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé en R+7 + un sous-sol à usage d'habitation et commercial à contreventement Mixte (portique et voiles) avec l'utilisation du logiciel ETABS.

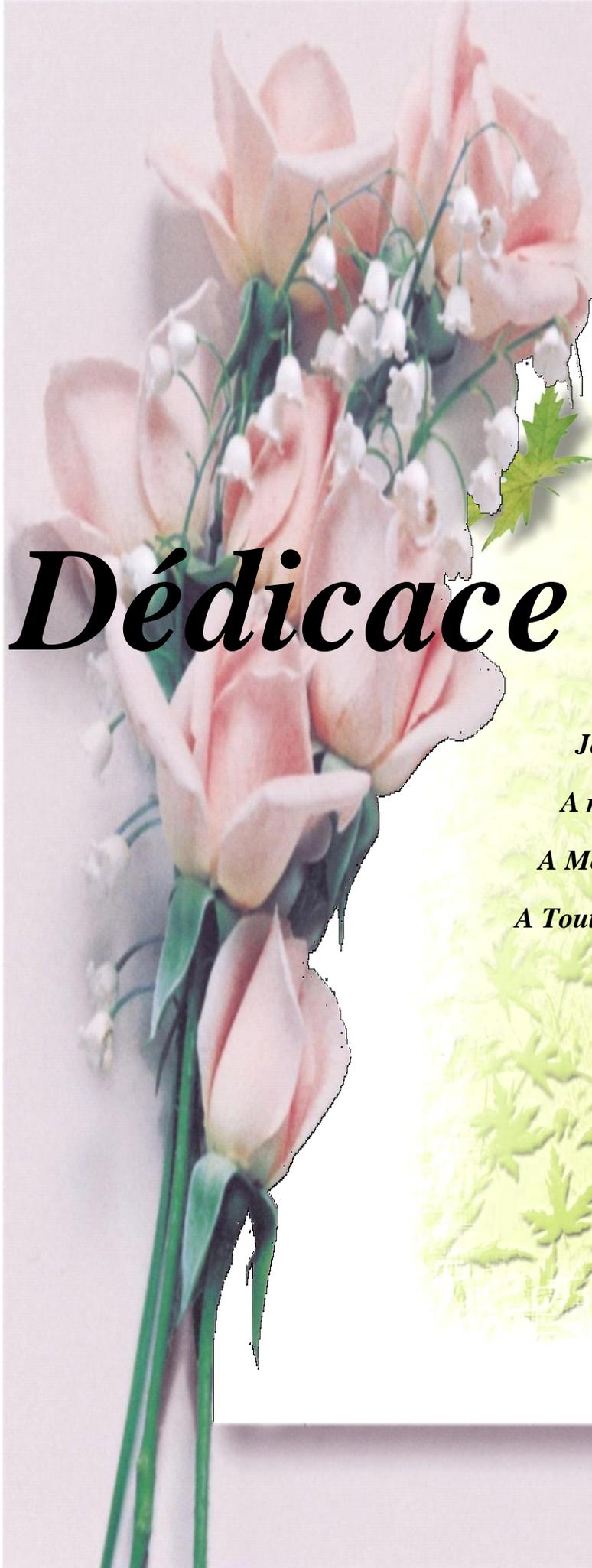


Préparé par : M^r. Slimani Kamal

M^{me}. Ait Larbi Karima

Dirigé PAR : M^r. Louzai

Promotion 2019/2020



Dédicace

Je Dédie Ce modeste Travail:

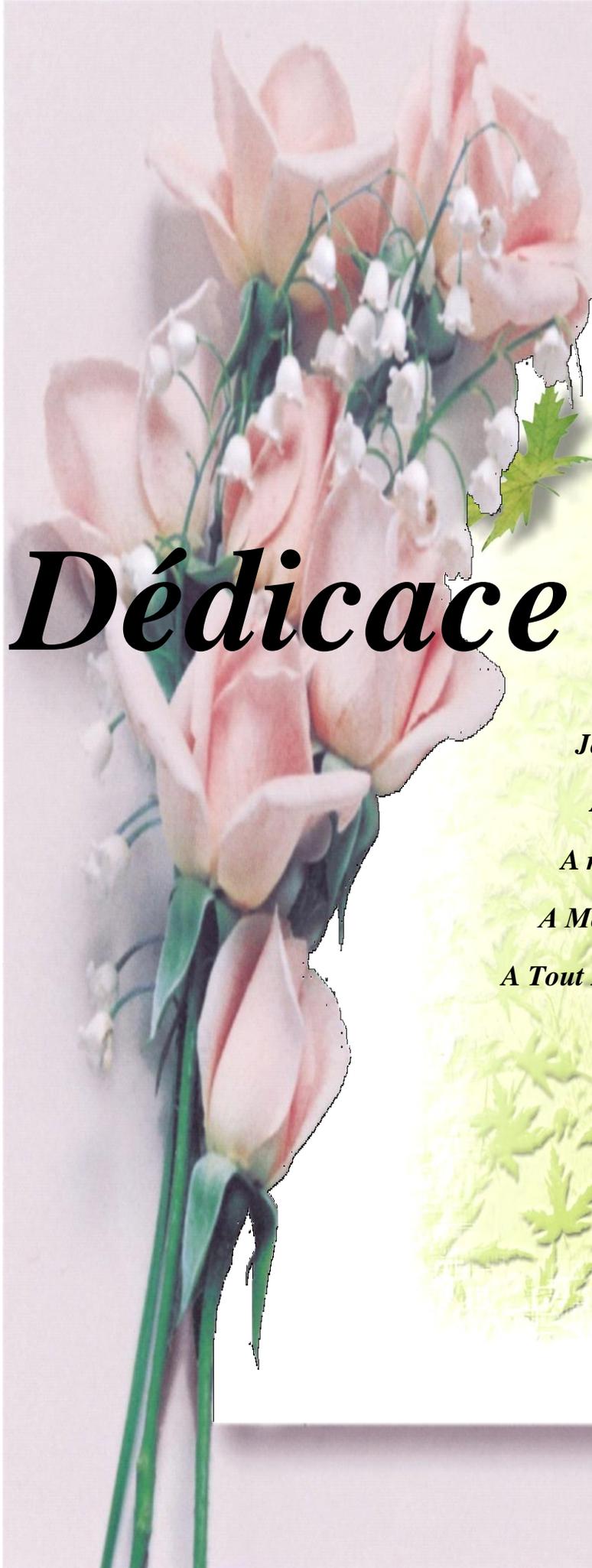
A mes Très Chers parents

A Mes Frères Et Sœur

A Tout Mes Amis (es) proche et loin

Slimani Kamel





Dédicace

Je Dédie Ce modeste Travail:

A mon mari et mes enfants

A mes Très Chers parents

A Mes Frères Et Sœurs

A Tout Mes Amis (es) proche et loin

Ait Larbi Karima



Remerciements

*On remercie dieu de nous donner forces et courage
pour réaliser ce modeste travail.*

*On tient aussi à exprimer nos vif remerciements à
Mr : LOUZAI pour avoir accepté de nous diriger
tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*On tient à remercier tous les enseignants de
GENIE CIVIL*

qui ont contribué à notre formation

*On tient à remercier aussi le personnel de la
bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.
Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de
prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et
qui se sont dévoués pour nous venir en aide.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis
(es)*

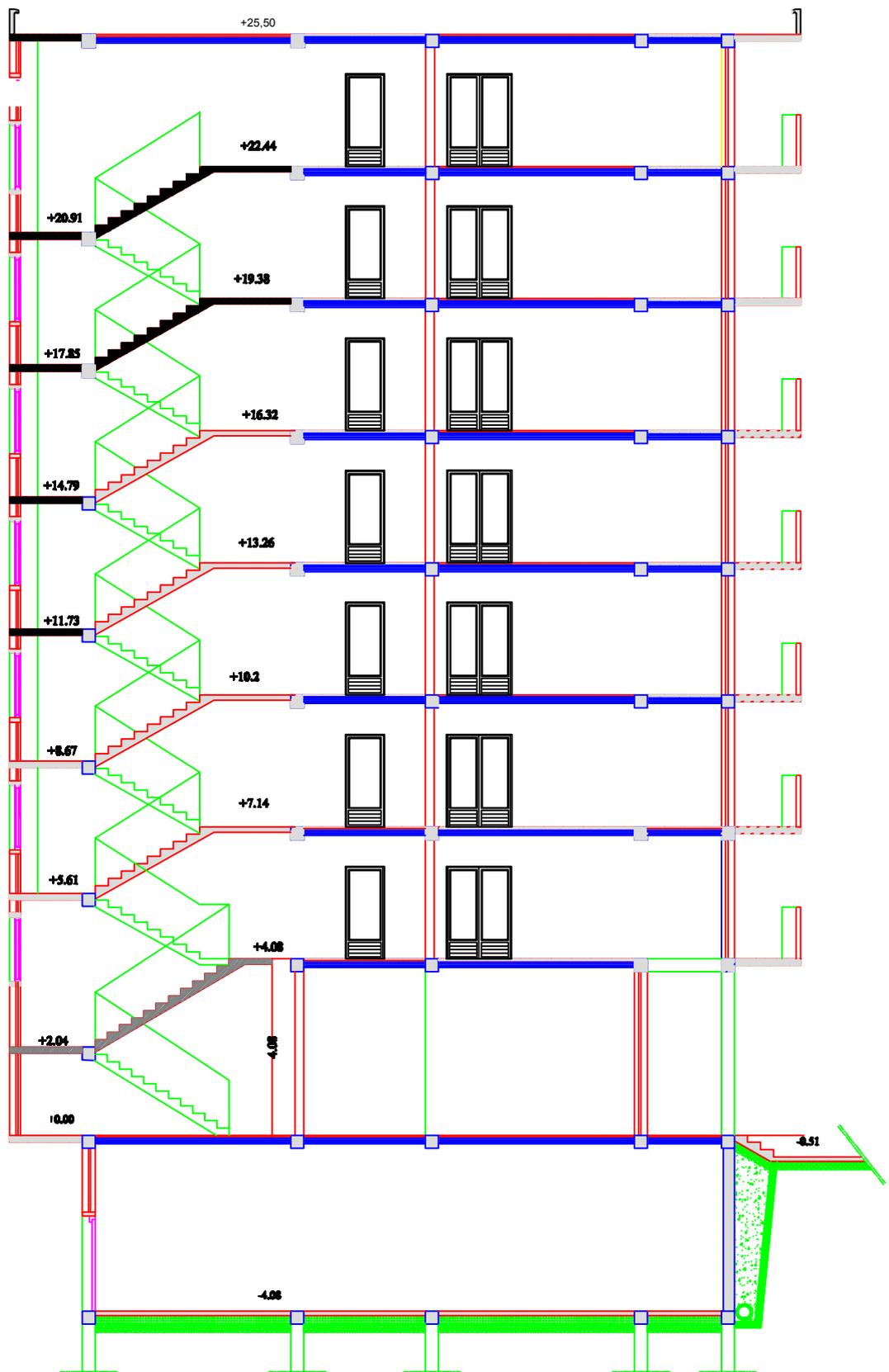
*Enfin, on tient à remercier également les membres
de jury*

qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

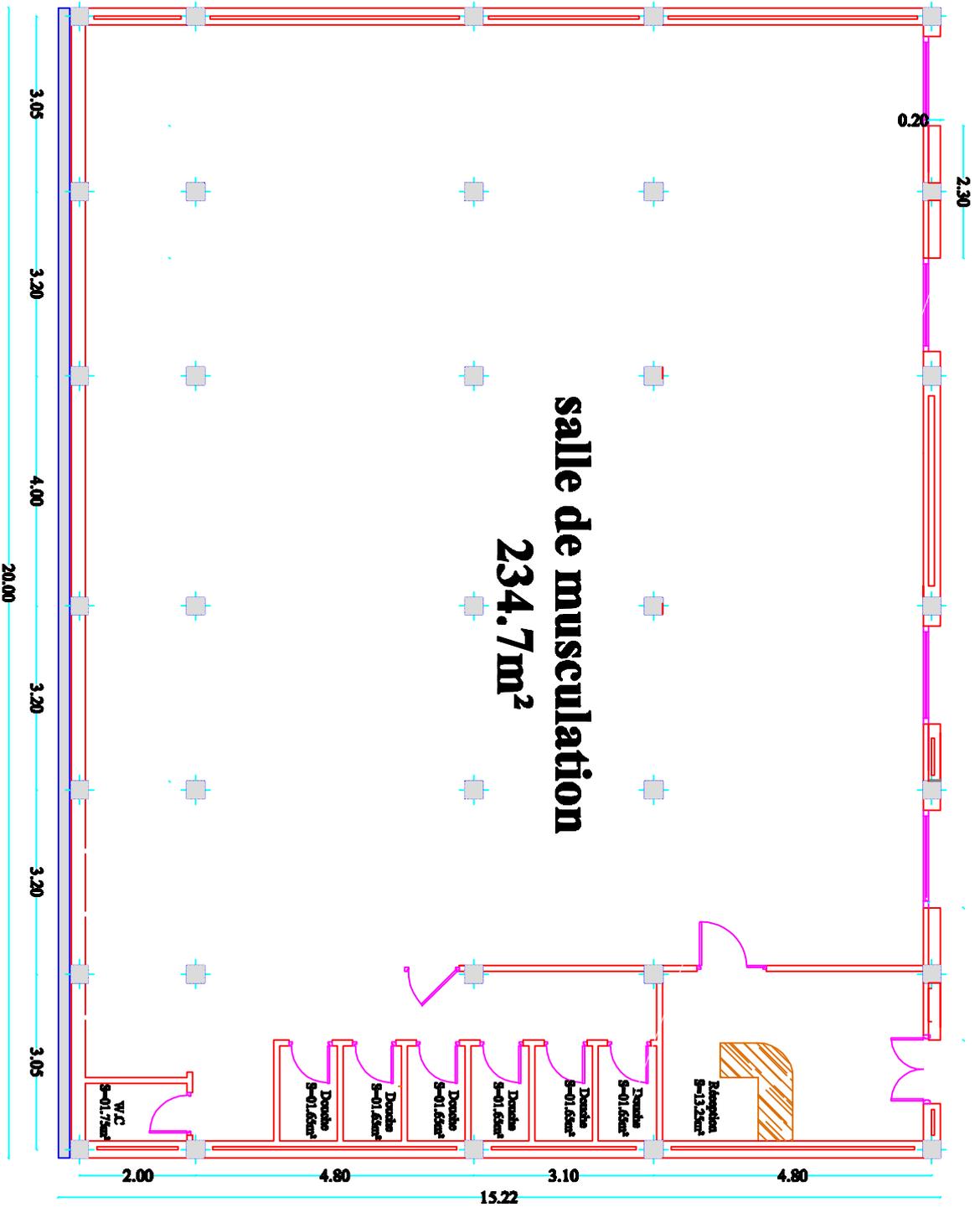
Merci à tous



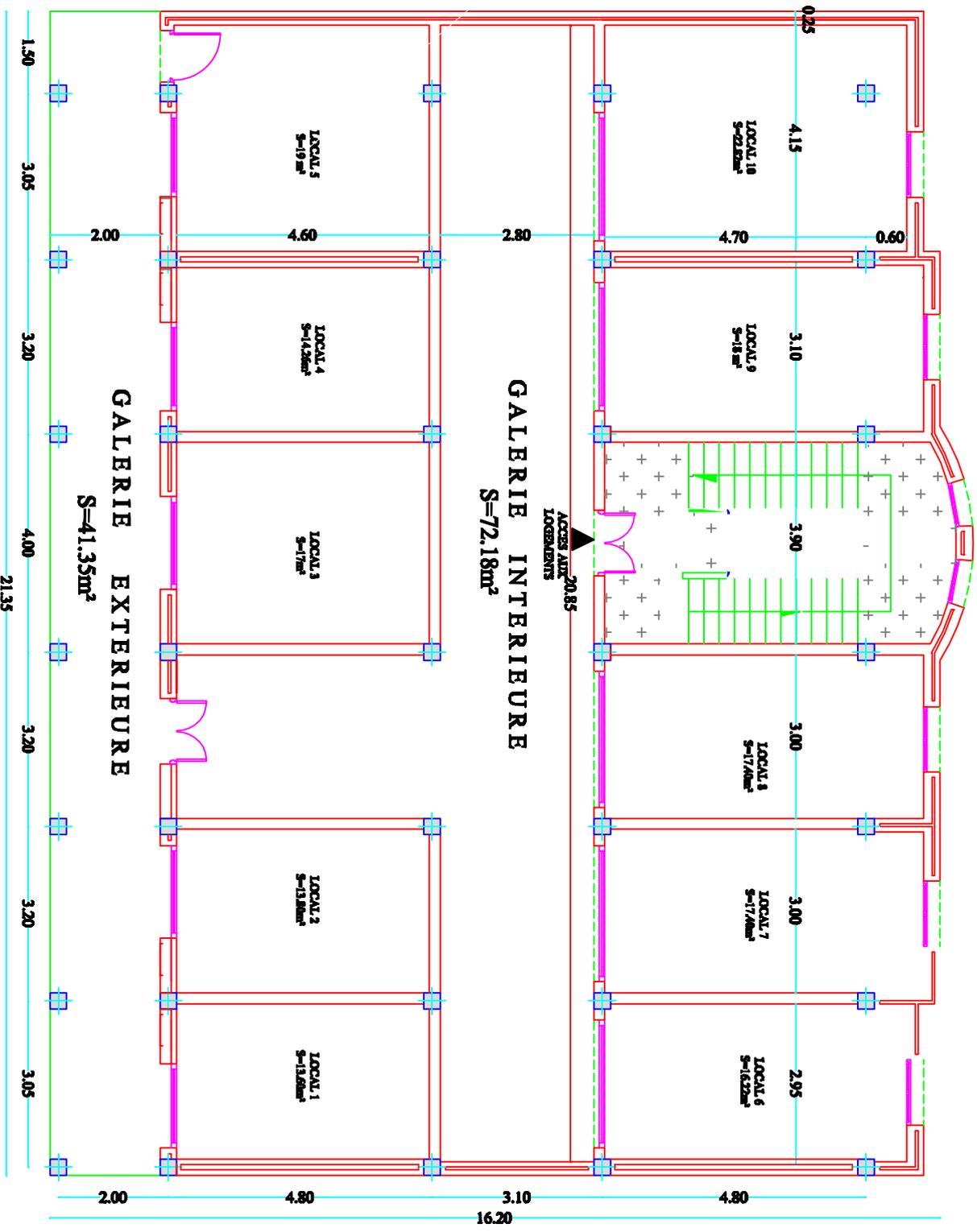
FACADE PRINCIPALE



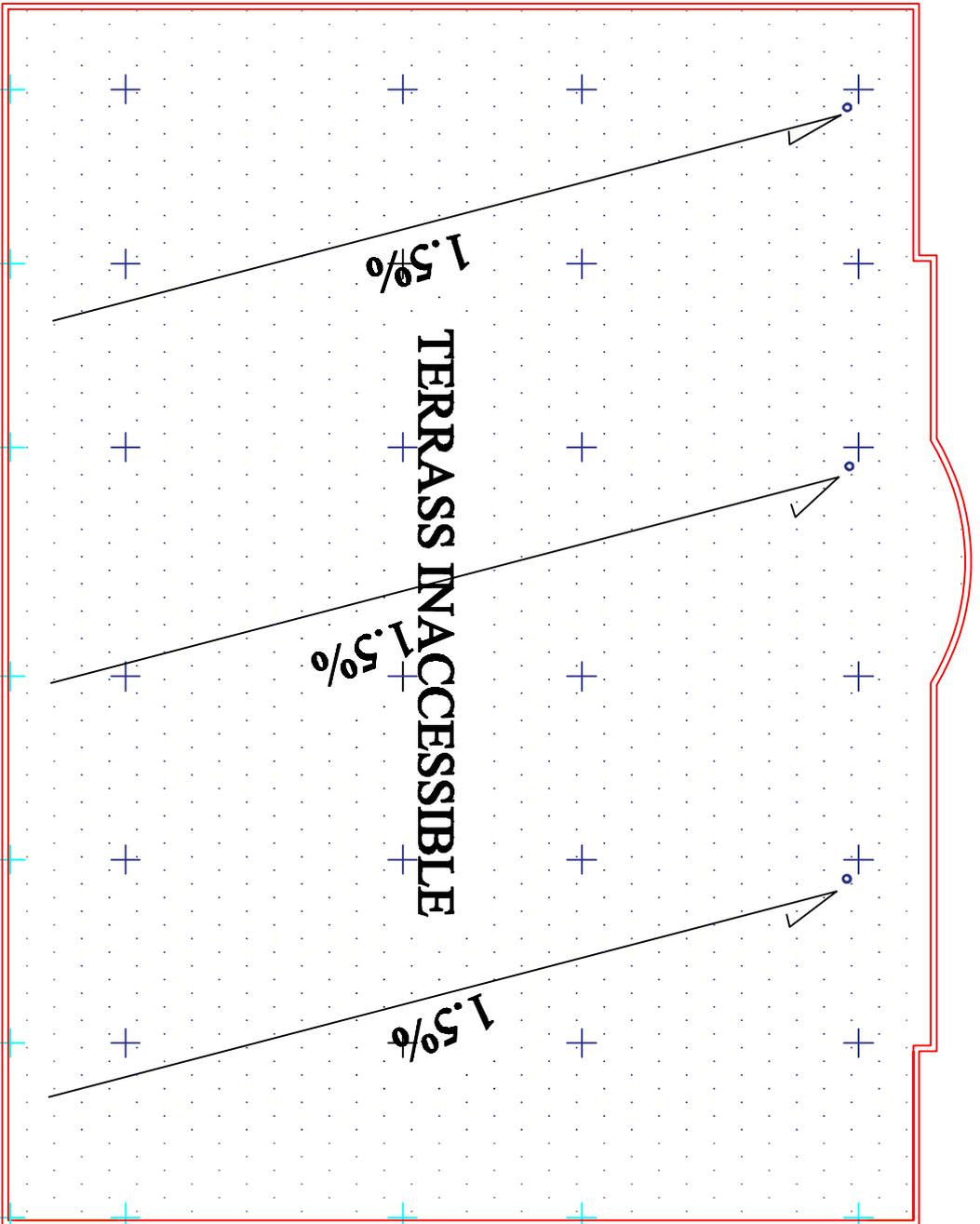
COUPE A_A



PLAN DU SOUS SOL



PLAN DU R.D.C



3.05 ——— 3.20 ——— 4.00 ——— 3.20 ——— 3.20 ——— 3.05

2.00 ——— 4.80 ——— 3.10 ——— 4.80

PLAN DE TERRASSE

SOMMAIRE

| | |
|---|-----|
| Chapitre I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE | 03 |
| Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS | 12 |
| Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS | |
| • III-1- L'acrotère | 24 |
| • III-2- Les planchers | 30 |
| • III-6- Les balcons | 46 |
| • III-7- Les porte à faux | 53 |
| • III-3- Les escaliers | 58 |
| • III-5- La poutre palière | 76 |
| • III-6- La salle machine | 84 |
| Chapitre IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION | 91 |
| Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS | |
| Chapitre V-I : Ferrailage des poutres | 101 |
| Chapitre V-II: Ferrailage des poteaux | 112 |
| Chapitre V-III : Ferrailage des voiles | 123 |
| Chapitre VI : Etude de l'infrastructure | 133 |
| Chapitre VII : Etude du mur plaque | 161 |
| Conclusion | |
| Bibliographie | |

CHAPITRE I :
DESCRIPTION
DE
L'OUVRAGE

Introduction :

L'humanité a marqué un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes qui causent parfois par leurs importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi-ouzou) on est un exemple très probant. D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en pleine expansion s'est révélée d'une importance primordiale. Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- La destination de l'ouvrage.

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

Et ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

I-1) Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment R+7 étages + sous-sol à usage commercial et habitation à Ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site ferme d'une contrainte admissible de 2.00 bar.

Le bâtiment comporte :

- Un sous-sol à usage commercial.
- Un RDC à usage commercial.
- Sept étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur allant de niveau - 4.08 jusqu'au dernier niveau du bâtiment
- Une cage d'escalier allant de niveau ± 0.00 jusqu'au dernier étage

I-2)- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

- Longueur totale : 21,35 m.
- Largeur totale : 17,40 m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère et le sous-sol) : 30,18 m.
- Hauteur du sous-sol : 4.08
- Hauteur du RDC : 4,08 m.
- Hauteur d'étage courant: 3,06 m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,60 m.

I-3) Les éléments de l'ouvrage

a) L'ossature

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Portiques (poteaux poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges permanentes et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble De l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

b) Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition des différentes charges aux éléments structuraux.
- Résistance aux différents types de charges.
- Une isolation thermique et acoustique.
- A l'exception de la cage d'ascenseur et les balcons dont on prévoit une dalle pleine en béton armé, tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression coulée sur place reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Le plancher terrasse est inaccessible, il comportera un système complexe d'étanchéités multicouches en forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) Maçonnerie

- Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm et en simple cloison de briques creuses de 10cm pour les murs de séparation.

d) Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant tous les niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé, coulés sur place.

e) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

f) Acrotère

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 60 cm.

g) Les voiles

- Notre bâtiment dépasse les normes de 14 mètres et est situé en zone II_a. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter voiles porteurs (voiles et portiques). Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage

h) Les fondations

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, il assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix des fondations dépend de :

- L'importance de l'ouvrage
- La nature du sol d'implantation.

i) Coffrage

On a opté pour un coffrage métallique pour les voiles et les dalles pleines de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

j) Réglementation

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91 [1]**, conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003** et le **DTR (BC22) [3]** (charges et surcharges d'exploitation).

I-4)- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue résistance.

A- Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera élaborée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³.

A-1-Résistance caractéristique à la compression

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

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

A.2-Résistance caractéristique du béton à la traction : [ART / A – 2.1, 12. BAEL 91]

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

A.3- Contrainte limite du béton

A.3.1-Les états-limites

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $t > 24$ heures ;

$\theta = 0,9$, lorsque $1h < t < 24$ heures ;

$\theta = 0,85$, lorsque $t < 1$ heure

t : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées
 $a_j = 28$ jours en situation courante :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous:

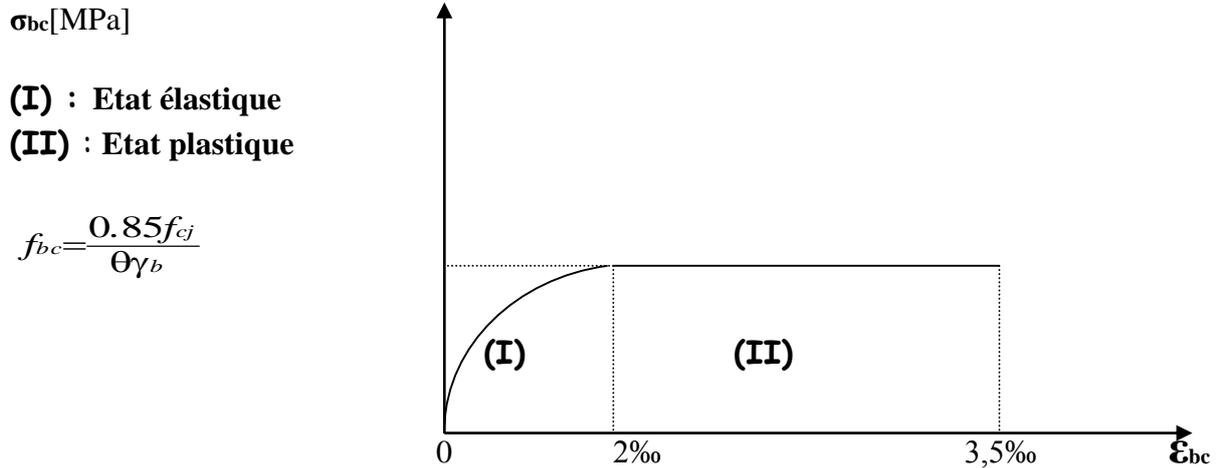


Fig I-1- Diagramme contrainte déformation du béton

b)-État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

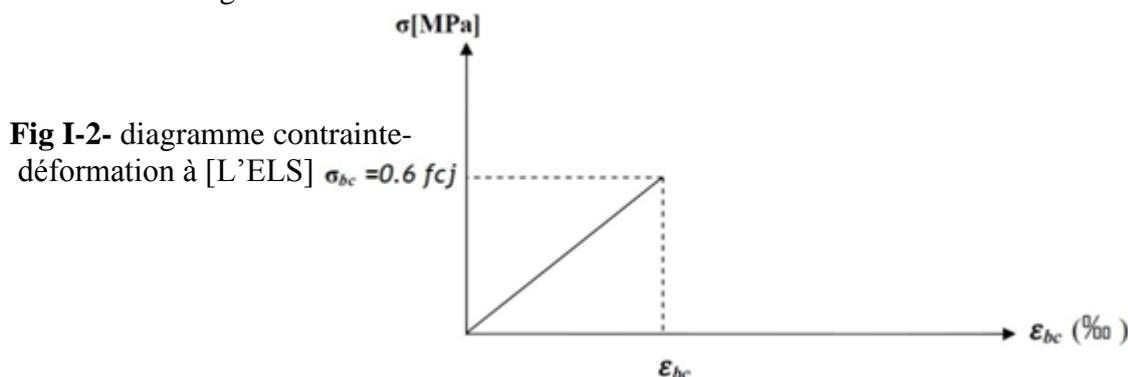
- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

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

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

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure 1-2



c) Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon [Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

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

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration peu nuisible**.

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables**.

d) Modules d'élasticité

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

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton

(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[1/3]{f_{cj}} [\text{MPa}]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ [MPa]}$

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

d-3) Module d'élasticité transversale

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91). C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \left(\frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$$

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

$$\nu = \begin{cases} 0,2, & \text{à l'ELS} \\ 0, & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

e) Masse volumique du béton armé

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé CPA 325
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

f) Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement [BAEL91]:

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon t}{\varepsilon l}$$

Il est pris égal à:

L'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

À l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

I-6)- L'acier:

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400 Fe = 400 MPa.
2. Acier rond lisse FeE235 Fe = 235 MPa.
3. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6mm$) Fe=500 MPa

a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ [MPa]

b) Contraintes limites de l'acier

❖ contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91)

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.

❖ **Exemple:**

| Nuance de l'acier | Situation courante | Situation accidentelle |
|-------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| $f_e = 400 \text{ Mpa}$ | $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$ | $\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ |
| $f_e = 520 \text{ Mpa}$ | $\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$ | $\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$ |

❖ **Contrainte limite de service**

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

- Fissurations peu nuisibles [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

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

- Fissuration préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié 99]

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques :

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les HA de diamètre $> 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les HA de diamètre $< 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,0$ pour les RL.

a) Diagramme des contraintes déformations de l'acier

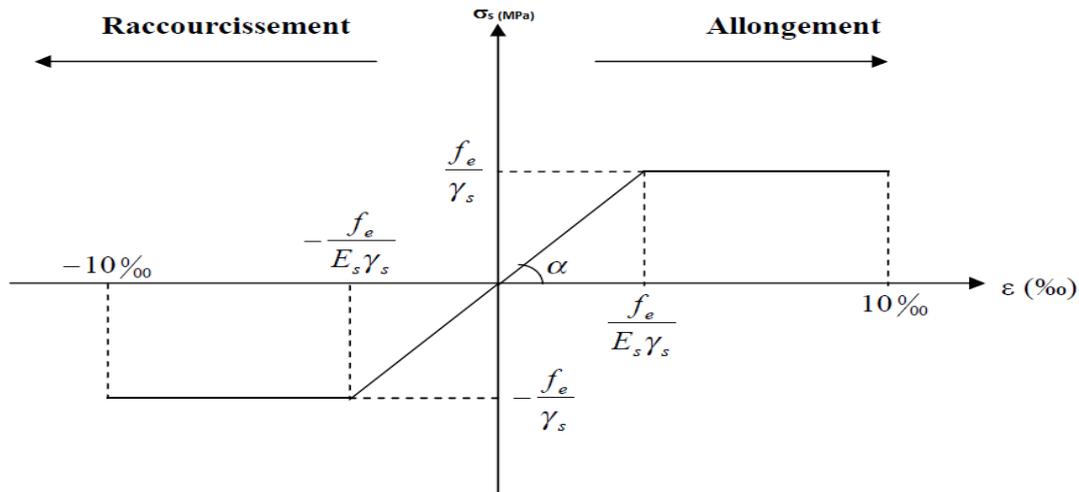


Fig (I-3) : Diagramme des contraintes déformation de l'acier

b) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

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

- **C ≥ 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

CHAPITRE II :
PRE-DIMENSIONNEMENT
DES
ELEMENTS

II-1) Introduction

Après avoir défini les caractéristiques géométriques et mécaniques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixée par le **BAEL 91 modifié 99** et **RPA99 version 2003**.

II-2) Calcul des planchers

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, Afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur du corps creux.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 91]

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

Tel que : $L_{\max} = L - 0.30$

Avec :

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

L_{\max} : longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{\max} = 4.00 - 0.3 = 3.70\text{m}$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44\text{cm}$$

$h_t = 20\text{cm}$

On opte pour un plancher (16 + 4) cm

$e_p = 16\text{cm}$

$e_c = 4\text{cm}$

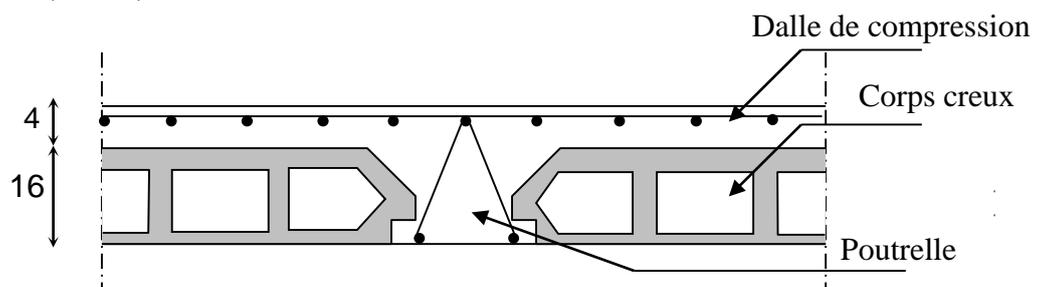


Fig II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-3) Dalle pleine

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

a) Condition de résistance à la flexion

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

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre (entre nus d'appuis).

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1,50 \text{ m}$$

$$e \geq 1,50 / 10 = 0,150 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. (**$e = 15 \text{ cm}$**)

b) Résistance au feu

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

c) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est : $h_0 = M/\rho = 350/2500 = 0,14 \text{ m}$

Nous prenons : **$h_0 = 15 \text{ cm}$**

II-4) Les poutres

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

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

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

II-4-1) Poutres porteuses

Ce sont les poutres principales sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L_{\max} = 4,80 - 0,30 = 4,50 \text{ m}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30cm \leq h \leq 45cm \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

II-4-2) Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

$$L = 400 - 30 = 370cm$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,67cm \leq h \leq 37cm \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14cm \leq b \leq 24,5cm \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

II-4-3) Vérification des conditions exigées par le RPA

| Conditions | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérification |
|------------------------|---------------------|---------------------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40 cm | 35 cm | Vérifiée |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30 cm | 30 cm | Vérifiée |
| $h/b \leq 4$ | 1.33 | 1.40 | Vérifiée |

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (30 x 40) cm².

Poutres secondaires (30 x 35) cm².

II-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4a$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité

Aux extrémités. L'épaisseur minimale est de **15 cm**

•Pour le Sous-sol et le RDC : $h = 408 \text{ cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq h_e / e_p = 388 / 20 = 19,4$$

•Pour l'étage courant : $h = 306 \text{ cm}$

$h_e = h - \text{épaisseur de la dalle}$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq h_e / e_p = 286 / 20 = 14,3$$

On adopte une épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$ pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée.

II-5-1) Vérification

On doit vérifier que $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles

$$L_{\min} = 100 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$a \geq h_e / 20$$



Fig-II-2 : Coupe de voile

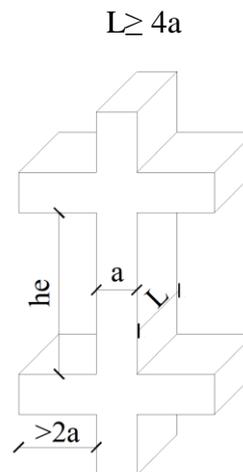


Fig-II-3 : Coupe de voile en élévation

II-6)- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\min (b_1, h_1) > 30 \text{ cm}$$

$$\min (b_1, h_1) > h_e / 20$$

$$1/4 < b / h_1 < 4$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

Tel que : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

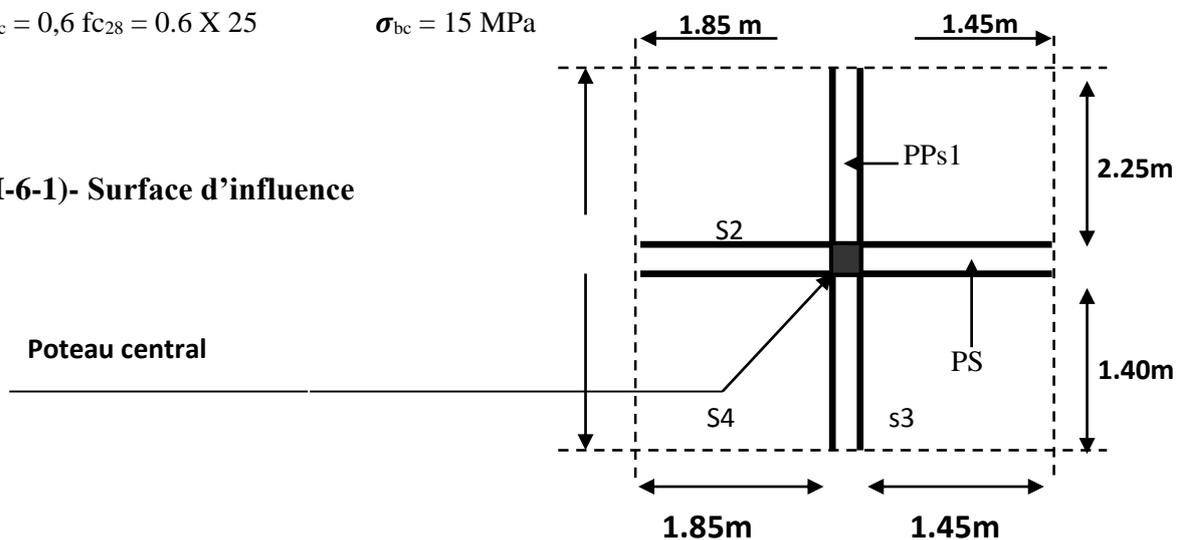
La section S est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

II-6-1)- Surface d'influence



• Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.45 \times 2.25 = 3.26 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.85 \times 2.25 = 4.16 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.45 \times 1.40 = 2.03 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.85 \times 1.40 = 2.59 \text{ m}^2$$

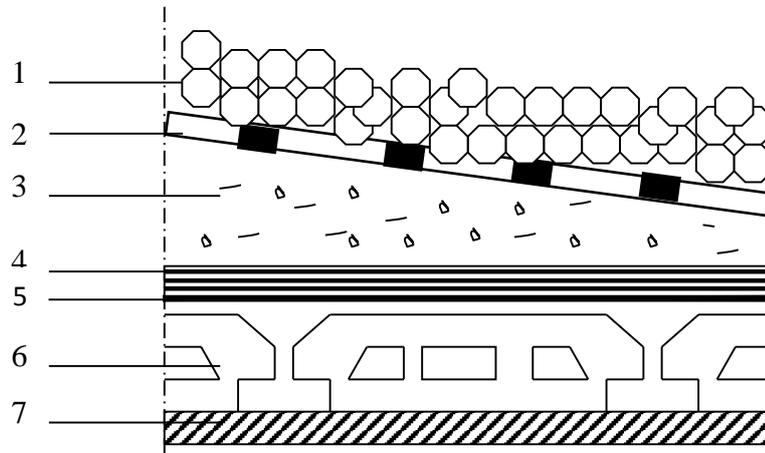
$$\text{D'où: } S = 11.04 \text{ m}^2$$

II-6-2) Charges et surcharges

II-6-2-1) Charges permanentes

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

a) Plancher terrasse



FigII-4 : Coupe verticale du plancher terrasse

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|--|---------------------------------|---------------|-----------------------------|------------------------|
| 1 | Couche de gravillons roulés | 0.05 | 20 | 1.00 |
| 2 | Etanchéité multi couche | 0.02 | 06 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente en béton | 0.07 | 22 | 1.54 |
| 4 | Feuille de polyane (par vapeur) | -- | 0.01 | 0.01 |
| 5 | Isolation thermique en liège | 0.04 | 04 | 0.16 |
| 6 | Plancher en corps creux | 0.20 | 14 | 2.80 |
| 7 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente totale G_t | | | | 5.83 |

b) Dalle pleine terrasse

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|--|---------------------------------|---------------|-----------------------------|------------------------|
| 1 | Couche de gravillons roulés | 0.05 | 20 | 1.00 |
| 2 | Etanchéité multi couche | 0.02 | 06 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente en béton | 0.07 | 22 | 1.54 |
| 4 | Feuille de polyane (par vapeur) | -- | 0.01 | 0.01 |
| 5 | Isolation thermique en liège | 0.04 | 04 | 0.16 |
| 6 | Dalle pleine en béton armé | 0.15 | / | 3.75 |
| 7 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Charge permanente totale G_t | | | | 6.94 |

c) Dalle pleine (balcons)

| N° | Composition | Epaisseur (cm) | $p(KN / m^3)$ | $g(kN/ m^2)$ |
|----|----------------------------|------------------------|---------------|--------------|
| 01 | Dalle pleine en béton armé | 15 | / | 3.75 |
| 02 | Couche de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| 03 | Mortier de pose | 2 | 22 | 0.44 |
| 4 | Carrelage | 2 | 22 | 0.44 |
| 3 | Enduit de ciment | 2 | 18 | 0.36 |
| | | $G_{dp} = 5.35 KN/m^2$ | | |

d) Plancher étage courant (corps creux)

| N° | Composition | Epaisseur (cm) | $\rho (KN/ m^3)$ | G(KN/m ²) |
|----|---|------------------------|------------------|-----------------------|
| 1 | Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit | 10 | - | 0.9 |
| 2 | Revêtement carreaux Grés- Cérame | 1 | 20 | 0,44 |
| 3 | Mortier de pose | 3 | 22 | 0,54 |
| 4 | Couche de sable | 3 | 18 | 0,57 |
| 5 | Plancher en corps creux | 16+4 | - | 2,85 |
| 6 | Enduit plâtre | 2 | 10 | 0,20 |
| 7 | Enduit sur les deux cotés de la cloison | 2 | 10 | 0,20 |
| | | $G_{dp} = 5.66 KN/m^2$ | | |

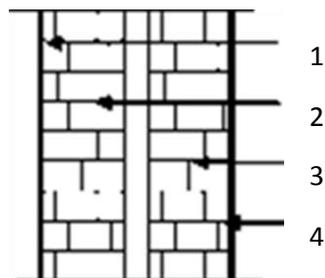


Fig-II-5 Coupe verticale d'un mur extérieur.

e) Mur extérieur

| N° | Composition | Epaisseur (cm) | $p(KN / m^3)$ | $G(KN / m^2)$ |
|----|--|-------------------|---------------|----------------------------------|
| 1 | Enduit au mortier de ciment | 2 | 18 | 0,4 |
| 2 | Cloison en briques creuses 8 trous | 10 | - | 0,90 |
| 3 | Cloison en briques creuses 8 trous | 10 | - | 0,90 |
| 4 | Lame d'air | 5 | - | - |
| 5 | Enduit de plâtre sur la face intérieur | 2 | 10 | 0,20 |
| | | | | Gme=2.4(KN/m²) |

f) Mur intérieur

| N° | Composition | Epaisseur (cm) | $p(KN / m^3)$ | $G(KN / m^2)$ |
|----|------------------|-------------------|---------------|--|
| 1 | Enduit en plâtre | 15 | 10 | 0.15 |
| 2 | Brique creuse | 10 | 9 | 0.9 |
| 3 | Enduit en plâtre | 15 | 10 | 0.15 |
| | | | | G_{mi} =1.2kn/m² |

g) Surcharge d'exploitation

| Eléments | Surcharge (KN/m ²) |
|--------------------------------|--------------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 1 |
| Plancher d'étage courant | 1.5 |
| Plancher RDC (commercial) | 2.5 |
| Balcon | 3.5 |
| Escalier | 2.5 |

II-6-2-2) Poids propre des éléments**a) Plancher terrasse**

$$PP_t = G \times St = 5.83 \times 11.04 = 64.36 \text{ KN}$$

b) Poids de plancher

$$\text{Plancher étage courant : } PPC = 5.66 \times 11.04 = 62.49 \text{ KN}$$

c) Plaque de plâtre

$$G = 0.3 \text{ KN/m}^2 \quad P = 0.3 \times 14.17 = 4.25 \text{ KN}$$

d) Poids des poutres

- Poutres principales : $PP_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times 3.65 \times 25 = 10.95 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $PP_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times 3.30 \times 25 = 8.66 \text{ KN}$

$$PP_{\text{poutres}} = 7.98 + 5.44 = 19.61 \text{ KN}$$

e) Poids des Poteaux

$$\text{Poteaux du sous-sol : } Pot_{ss} = (0.3 \times 0.3 \times 4.08) \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du RDC : } POT_{RDC} = (0.3 \times 0.3 \times 4.08) \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux d'étages : } Pot_{\text{étage}} = (0.3 \times 0.3 \times 3.06) \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

f) Surcharge d'exploitation

$$\text{Terrasse : } Q_0 = 1 \times 11.04 = 11.04 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = 1.5 \times 11.04 = 16.56 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher Sous-Sol : } Q_8 = 5 \times 11.04 = 55.2 \text{ KN}$$

II-6-2-3) Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

| | | | | | | | | | |
|--------|---|---|------|-----|------|-----|------|------|------|
| Niveau | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0 |
| Coeff | 1 | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.71 | 0.69 |

Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

a) Calcule des surcharges

Plancher 08: $Q_0=11.04$ KN

Plancher 07 : $Q_0+Q_1=11.04+16.56=27.6$ KN

Plancher 06 : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=11.04+0.95 (16.56 \times 2)= 42.50$ KN

Plancher 05 : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=11.04+0.90 (16.56 \times 3)=55.75$ KN

Plancher 04 : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=11.04+0.85 (16.56 \times 4)=67.34$ KN

Plancher 03 : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=11.04+0.80 (16.56 \times 5)=77.28$ KN

Plancher 02 : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=11.04+0.75 (16.56 \times 6)=85.56$ KN

Plancher 01 :

$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=11.04+0.71 (16.56 \times 6+55.2)=120,77$ KN

Plancher Sous-sol :

$Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=11.04+0.69 (16.56 \times 6+55.2 \times 2)=155.77$ KN

b) récapitulatif de la descente des charges

| Ni | Charges d'exploitation (KN) | | | | | Charges d'exploitation (KN) | Effort Normaux (KN) | Section [cm] ² | |
|----|-----------------------------|-----------|-----------|---------|----------|-----------------------------|---------------------|---------------------------|---------------|
| | G plancher | G poteaux | G poutres | G total | G cumulé | | | $S > N / \sigma_{bc}$ | $S_{adoptée}$ |
| 8 | 64.36 | / | 19.61 | 83.79 | 83.79 | 11.04 | 94.83 | 65.62 | 40 x 40 |
| 7 | 62.49 | 6.88 | 19.61 | 88.98 | 172.78 | 27.6 | 200.38 | 133.53 | 40 x 40 |
| 6 | 62.49 | 6.88 | 19.61 | 88.98 | 261.77 | 42.50 | 304.27 | 202.913 | 40 x 40 |
| 5 | 62.49 | 6.88 | 19.61 | 88.98 | 350.76 | 55.75 | 406.51 | 271.00 | 45 x 45 |
| 4 | 62.49 | 6.88 | 19.61 | 88.98 | 439.75 | 67.34 | 507.09 | 338.06 | 45 x 45 |
| 3 | 62.49 | 6.88 | 19.61 | 88.98 | 528.74 | 77.28 | 606.02 | 404.01 | 45 x 45 |
| 2 | 62.49 | 6.88 | 19.61 | 88.98 | 617.73 | 85.56 | 626.29 | 417.53 | 50 x 50 |
| 1 | 62.49 | 9.18 | 19.61 | 91.28 | 709.01 | 120.77 | 829.78 | 553.19 | 50 x 50 |
| 0 | 62.49 | 9.18 | 19.61 | 91.28 | 800.29 | 155.77 | 956.77 | 637.846 | 50 x 50 |

II-6-3) Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne

Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min (b; h) \geq 25$ cm.

- $Min (b; h) \geq h_e/20$.
- $1/4 < b/h < 4$.

- **Sous-sol, RDC et 1^{er} étage: poteaux (50x50)**

Min (b1,h1) =min(50 ;50) =20 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b1, h1) =40 cm > $h_e/20 = 408/20 = 20.4$ cm Condition vérifiée.

$1/4 < 40/40 < 4$ $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

- **2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage: poteau (45x45)**

Min (b1,h1) =min(45,45) = 45 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b1,h1) = 45 cm > $h_e/20 = 306/20 = 15.3$ cmCondition vérifiée.

$1/4 < 45/45 < 4$ $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

- **5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage: poteau (40x40)**

Min (b1,h1) =min(40,40) =40 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b1,h1) =40 cm > $h_e/20 = 306/20 = 15.3$ cmCondition vérifiée.

$1/4 < 40/40 < 4$ $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- (50×50) cm² → Sous-sol, RDC et 1^{er} étage.
- (45×45) cm² → du 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- (40×40) cm² → du 5^{ème} au 7^{ème} étage.

II-6-4) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

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

Avec : **L_f**: longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

I : Elancement du poteau.

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

L₀ : hauteur libre du poteau

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$)

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- **Pour le 1^{er} étage : (50x50)**

$L_0 = 3.06\text{m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12}/0.50)$ $\lambda = 14.84 < 50$ (condition vérifiée)

- **Pour 2^{ème}, 3^{ème} et le 4^{ème} étage : (45x45)**

$L_0 = 3.06\text{m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12}/0.45) \rightarrow \lambda = 16.49 < 50$ (condition vérifiée)

- **Pour l'étage courant (5^{ème} au 7^{ème}) : (40x40)**

$L_0 = 3.06\text{m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12}/0.40)$ $\lambda = 18.55 < 50$ (condition vérifiée)

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II-7) CONCLUSION

- Pré dimensionnement des planchers : $h_t = 20\text{cm}$
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : $h_t = 15\text{ cm}$
- Pré dimensionnement des poutres :

Poutres principal : (**30x40**) cm^2

Poutres secondaire : (**30x35**) cm^2

- Pré dimensionnement des voiles : $h_t = 20\text{ cm}$

- Pré dimensionnement des poteaux :

Poteaux niveau sol et (RDC) et 1^{er} étage : (**50x50**) cm^2

Poteaux niveau 2^{ème}, 3^{ème} et 3^{ème} étage : (**45x45**) cm^2

Poteaux niveau 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage : (**40x40**) cm^2

CHAPITRE III :

CALCUL DES

ELEMENTS

III) Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les planchers à corps creux.
- Les balcons en dalle pleine.
- Les porte-à-faux
- Les escaliers et la poutre palière.
- La cage d'ascenseur.

III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale ($Q = 1\text{KN/mL}$) du à la main courant qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

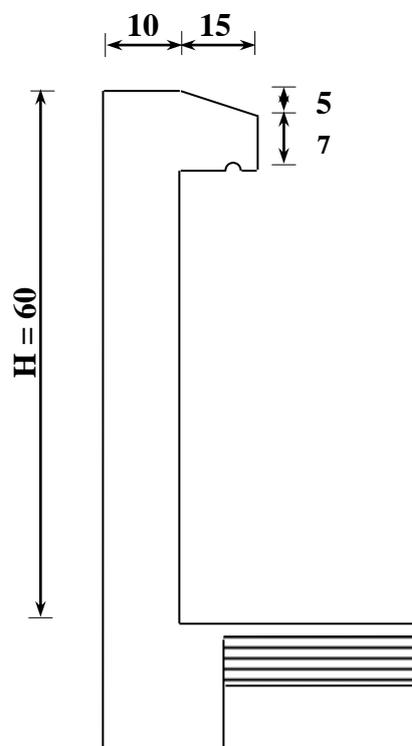


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

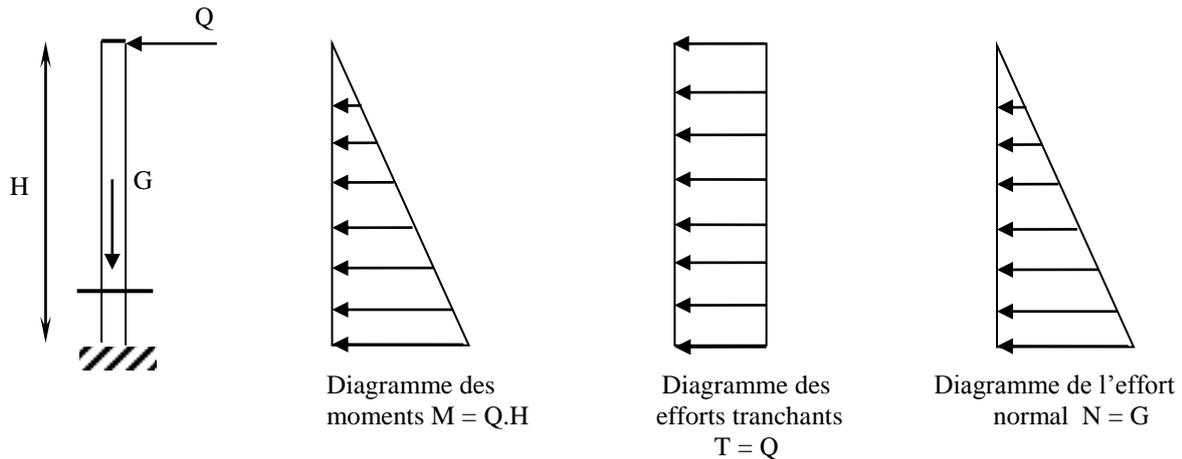


Fig III-2 : Schéma statique de l'acrotère et diagrammes des efforts internes

III-1-1- Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,15) + \left(\frac{0,05 \times 0,15}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,969 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

- Effort horizontal :

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

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

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

III-1-2- Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

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

- Effort normal dû à G

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,969 = 2,66 \text{ KN / mL}$$

$$N_u = 2,66 \text{ KN / mL}$$

- Moment de flexion du à Q :

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

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : G + Q selon BAEL

- Effort normal de compression

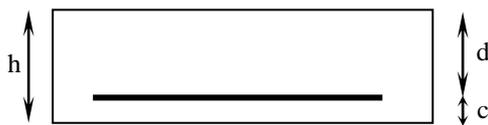
$$N_S = G = 1,969 \text{ KN/mL}$$

- Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

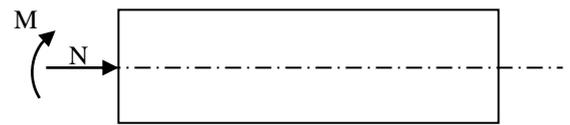
III-1-3- Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).



$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$



$$c = 3 \text{ cm}$$

avec :

c : Enrobage

a- Calcul à L'ELU :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,66} = 0,338 \text{ m} = 33,8 \text{ cm}$$

- Calcul en flexion simple, section fictive :

- Calcul de moment fictif :

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

$$M_f = 0,9 + 2,66 \times 0,02 = 0,953 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,953 \text{ KN.m}$$

- Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,953 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,014$$

→ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,0114 \Rightarrow \beta = 0,992$$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,953 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,394 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la flexion composée :**

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

Avec :

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

$$A = 0,394 - \frac{2,66 \times 10}{348} = 0,317 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,969} = 0,305 \text{ m} = 30,5 \text{ cm}$$

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

$$D'où : A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{30,5 - (0,455 \times 7)}{30,5 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,790 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,790 \text{ cm}^2 > A = 0,317 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,790 \text{ cm}^2$

$St \leq \min [\min (3h, 33\text{cm})]$

Soit : 5HA8 $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$St \leq \min [\min (4h, 44\text{cm})]$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m L}$ avec un espacement $S_t = 60/(4-1) = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow Condition vérifiées

❖ **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est préjudiciable donc :

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0214 \text{ KN/cm}^2$$

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

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 5 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 12,56} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

b- Vérification à L'ELS :

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

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

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

❖ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, \max(200; 201,63) \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 37.65 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est v\u00e9rifi\u00e9e

❖ Dans le b\u00e9ton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{38.76} \times 37.65 = 0,97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est v\u00e9rifi\u00e9e

III-1-4- V\u00e9rification de l'acrot\u00e8re au s\u00e9isme :

L'action des forces horizontales F_p , doit \u00eatre inf\u00e9rieure ou \u00e9gale \u00e0 l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'acc\u00e9l\u00e9ration de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du b\u00e2timent $\Rightarrow A = 0,25$ (Zone III , groupe 2)

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

Soit : $C_p = 0,3$

W_p : Poids propre de l'acrot\u00e8re

$$W_p = 1,969 \text{ KN/mL}$$

$$D'o\grave{u} : F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,969 = 0,59 \text{ KN / mL}$$

$F_p = 0.59 \text{ KN/m} < Q = 1 \text{ KN/m} \dots \dots \dots$ condition v\u00e9rifier

Conclusion :

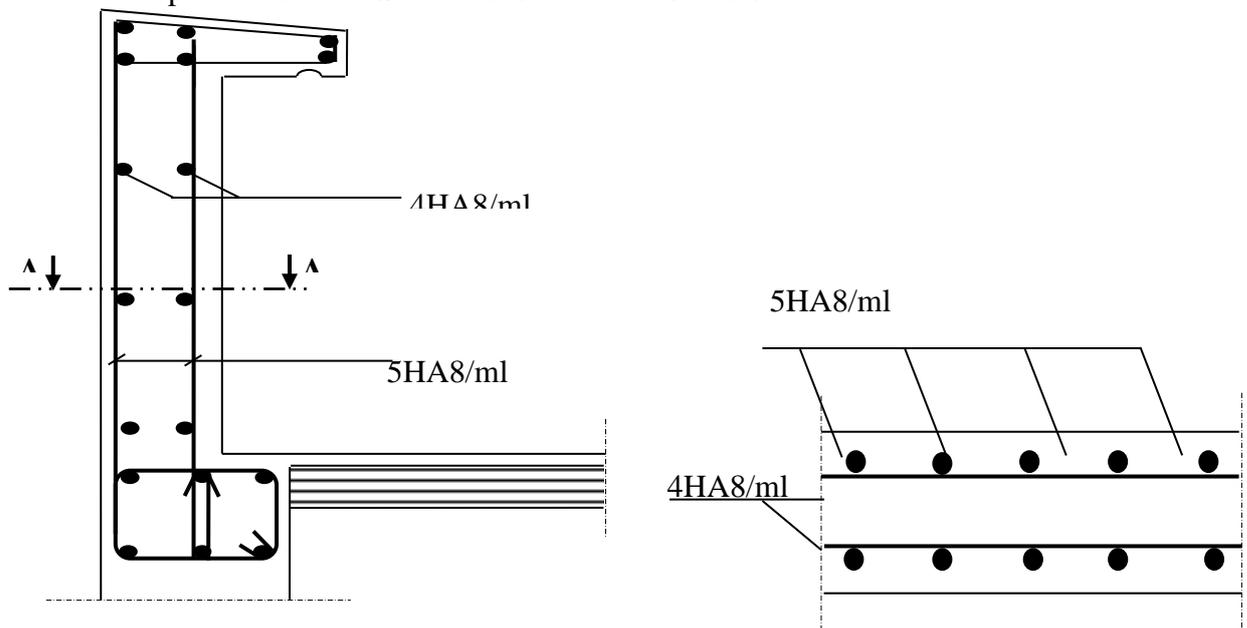
La force induite du s\u00e9isme est inf\u00e9rieure \u00e0 celle de la main courante, l'acrot\u00e8re est v\u00e9rifi\u00e9 vis-\u00e0-vis de s\u00e9isme

R\u00e9sum\u00e9 :

Le ferrailage adopt\u00e9 :

Armatures principales : **5HA8/ml = 2.51cm²** avec : **St = 20 cm**

Armatures de r\u00e9partitions : **4HA8/ml = 2.01cm²** avec : **St = 20 cm**



FigIII.3 : Plan de Ferrailage de l'acrot\u00e8re.

III.2) Calcul des planchers :

III.2.1) Introduction :

Tous les planchers de notre projet sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, qui assurent une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- D'un corps creux qui utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Et de dalle pleines (pour les balcons et les portes a faux)

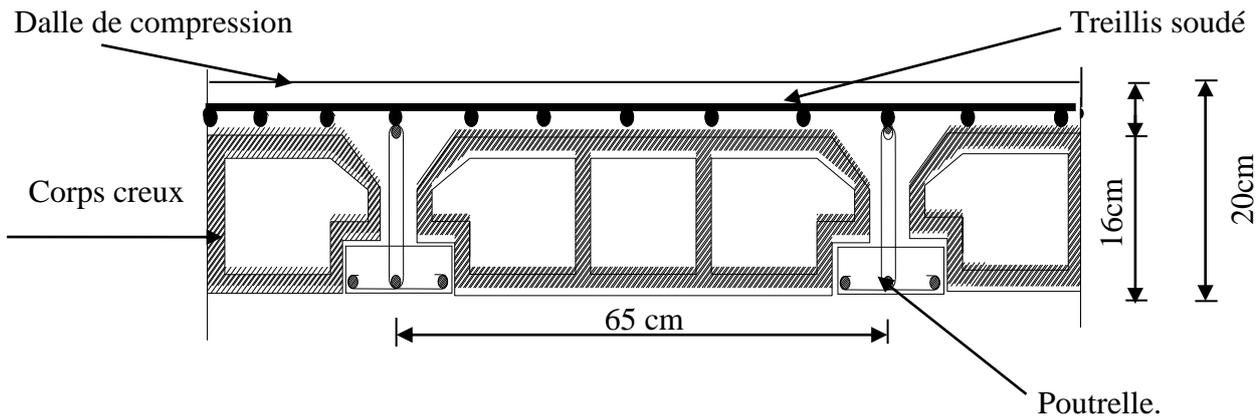


Fig (III.2.1) : Schéma d'un plancher en corps creux

III.2.2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser ;

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- **Calcul des armatures :**

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

l : distance entre axes des poutrelles l = 65 cm

Avec un espacement St = 20 cm

On adoptera pour A_{\perp} : 5T4=0,63 cm²

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Avec un espacement de St = 20 cm

Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de (4x4x200x200) mm⁴.

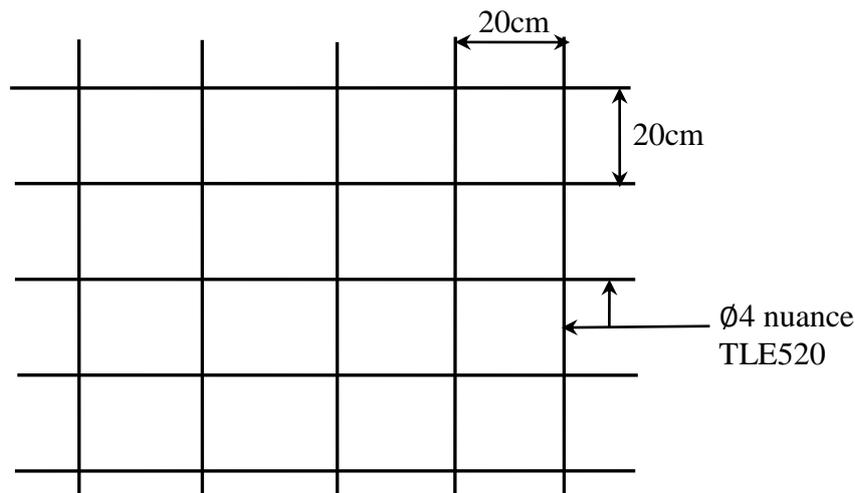


Fig III.2.2. Treillis soudé de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

III.2.3) Dimensionnement de la section en Te :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

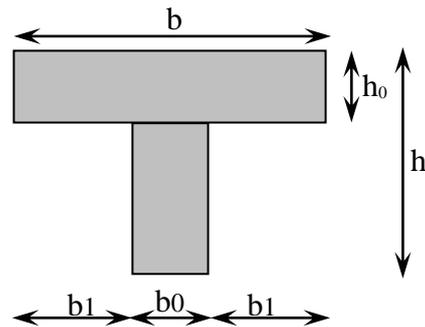


Fig III.2.3. Dimensionnement de la section en Té

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression (b_1) à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

- 1) $b_1 \leq \frac{L_0}{2}$
- 2) $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- 3) $b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2}$
- 4) $b_1 \leq \frac{2L}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right)$

Avec :

L_0 : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles.

L : Longueur de la plus grande travée.

x : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : Largeur de la nervure.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

Application :

$$1) b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$2) b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$3) b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133.33 \text{ cm}$$

$$4) b_1 \leq \frac{2 \times 400}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{400}{2} \right) = 153.33 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(1, 2, 3, 4) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.2.4) Calculs des poutrelles:

Notre structure présente deux types de planchers à chargements différent. Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes :

A): Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre ainsi que le poids du corps creux.

Chargement :

- Poids propre $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux..... $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.
- Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente : $G=0.74 \text{ KN /ML}$

Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/ML}$

Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour la travée la plus longue.

La combinaison de charge à considérer est :

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

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

- Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,00^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,00}{2} = 5 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

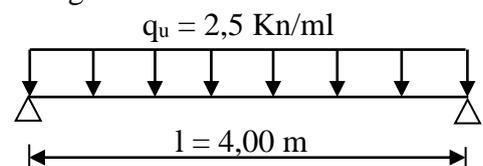


Schéma statique

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,00 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7.335 \gg \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A Avec : } f_{bc} = \frac{25 \times 0,85}{1 \times 1,5} = 14,2$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B).Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

C).poids du plancher :

- Charges permanentes : $G = 5.66 \times 0.65 = 3.679 \text{ KN/ml}$
Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC (à usage commerciale).
- surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

D).Combinaison d'actions :

$$\begin{aligned} \text{À l'ELU : } Q_u &= 1.35 G + 1.5 Q = 9.84 \text{ KN/ml} \\ \text{À l'ELS : } Q_s &= G + Q = 6.93 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

III.2.5) Choix de la méthode :

$$1. \quad \begin{cases} Q=5 \text{ KN/ml} < 2G=7.358 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{305}{320} = 0.95 ; \frac{320}{400} = 0.8 ; \frac{400}{320} = 1.25 ; \frac{320}{320} = 1 \quad \frac{320}{305} = 1.05 ; \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

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

III.2.5.1 Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

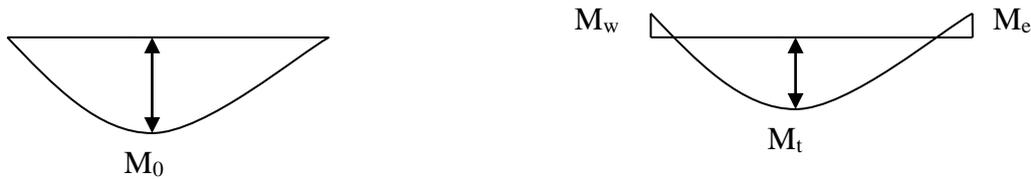


Fig III.2.4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.2.5.2. Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \rightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
 - M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée
- Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- 0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés

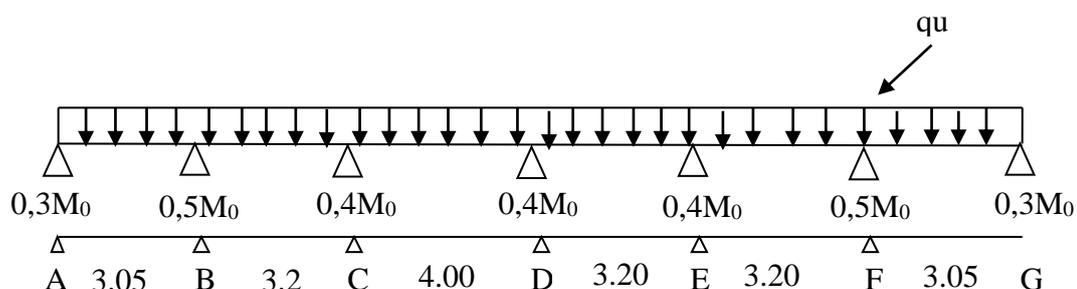


Fig III.2.5 : Schéma statique

III.2.6. calcul des coefficients :

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.25}{3.25 + 3.679} = 0.469 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.469$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.141$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.571$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.67$$

III.2.6.1 Moment isostatique :

$$M_{012} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.84 \times (3.05)^2 / 8 = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{045} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.84 \times (3.2)^2 / 8 = 12.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.84 \times (4)^2 / 8 = 19.68 \text{ KN.m}$$

III.2.6.2. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_A = M_G = 0.3 M_{012} = 3.432 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6.3 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 7.872 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 M_{045} = 0.4 M_{056} = 5.04 \text{ KN.m}$$

III.2.6.3 Moments en travées :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1.141 \times 11.44 - \frac{6.3 + 3.432}{2} = 8.19 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.67 \times 11.44 = 7.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 8.19 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1.141 \times 12.6 - \frac{6.3 + 7.872}{2} = 7.29 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 12.6 = 7.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 7.29 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_t \geq 1.141 \times 19.68 - \frac{7.872 + 7.872}{2} = 14.58 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 19.68 = 11.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tCD} = 14.58 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_t \geq 1.141 \times 12.6 - \frac{7.872 + 5.04}{2} = 7.92 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 12.6 = 7.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tDE} = 7.92 \text{ kN.m}$$

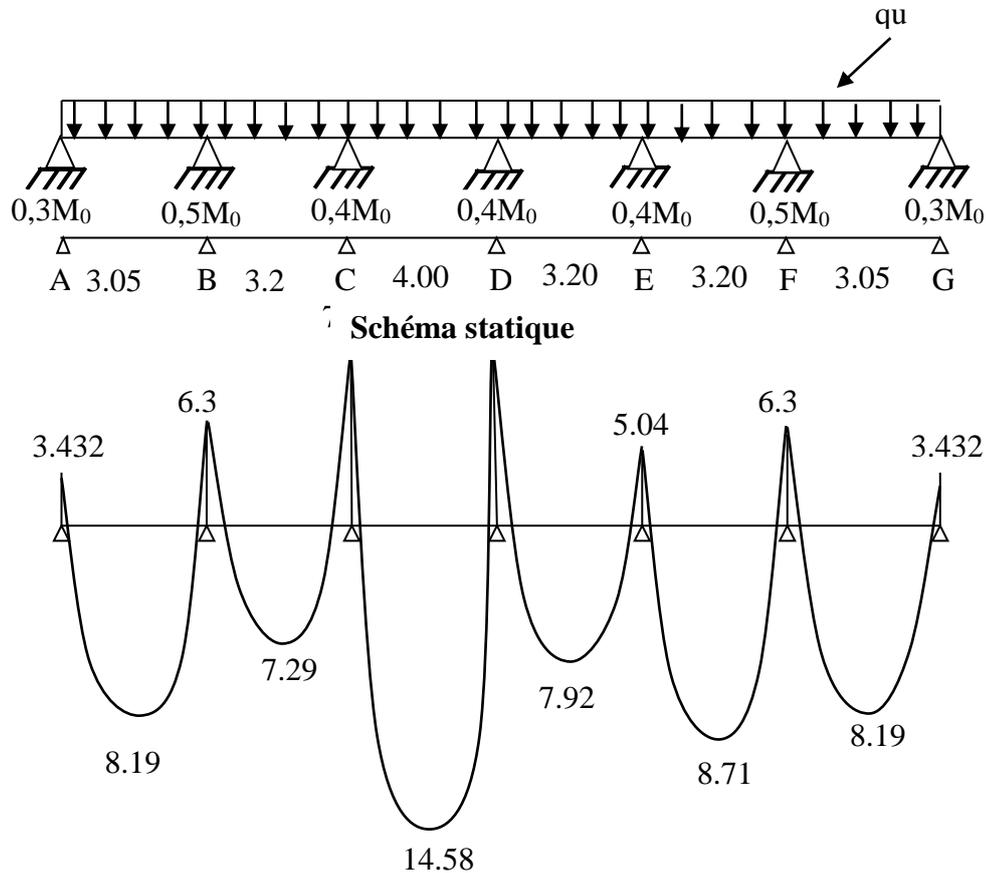
$$\text{Travée EF} \begin{cases} M_t \geq 1.141 \times 12.6 - \frac{5.04 + 6.3}{2} = 8.71 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.57 \times 12.6 = 7.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tEF} = 8.71 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} M_t \geq 1.141 \times 11.44 - \frac{6.3 + 3.432}{2} = 8.19 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.67 \times 11.44 = 7.66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tFG} = 8.19 \text{ kN.m}$

III.2.6.4) Diagramme des moments fléchissant :



III.2.6.5. Calcul des efforts tranchant :

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

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Travée AB :

$$T_a = \frac{9.84 \times 3.05}{2} + \frac{-6.3 - (-3.432)}{3.05} = 14.06 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{9.84 \times 3.05}{2} + \frac{-6.3 - (-3.432)}{3.05} = -15.95 \text{ kN}$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{9.84 \times 3.2}{2} + \frac{-7.872 - (-6.3)}{3.2} = 15.25 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{9.84 \times 3.2}{2} + \frac{-7.872 - (-6.3)}{3.2} = -16.23 \text{ kN}$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{9.84 \times 4}{2} + \frac{-7.872 - (-7.872)}{4} = 19.68 kN$$

$$T_d = -\frac{9.84 \times 4}{2} + \frac{-7.872 - (-7.872)}{4} = -19.68 kN$$

-Travée DE :

$$T_D = \frac{9.84 \times 3.2}{2} + \frac{-5.04 - (-7.872)}{3.2} = 16.629 kN$$

$$T_E = -\frac{9.84 \times 3.2}{2} + \frac{-5.04 - (-7.872)}{3.2} = -14.859 kN$$

-Travée EF :

$$T_E = \frac{9.84 \times 3.2}{2} + \frac{-6.3 - (-5.04)}{3.2} = 15.35 kN$$

$$T_F = -\frac{9.84 \times 3.2}{2} + \frac{-6.3 - (-5.04)}{3.2} = -16.138 kN$$

-Travée FG :

$$T_F = \frac{9.84 \times 3.05}{2} + \frac{-3.432 - (-6.3)}{3.05} = 15.2 kN$$

$$T_G = -\frac{9.84 \times 3.05}{2} + \frac{-3.432 - (-6.3)}{3.05} = -14.06 kN$$

III2.6.6) Diagramme des efforts tranchant :

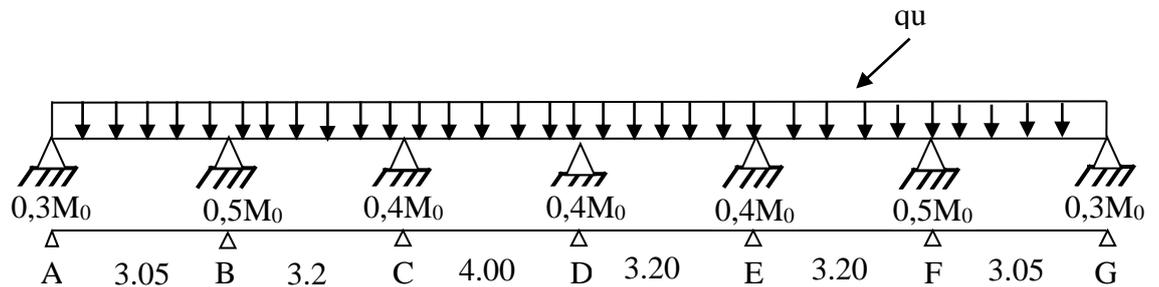
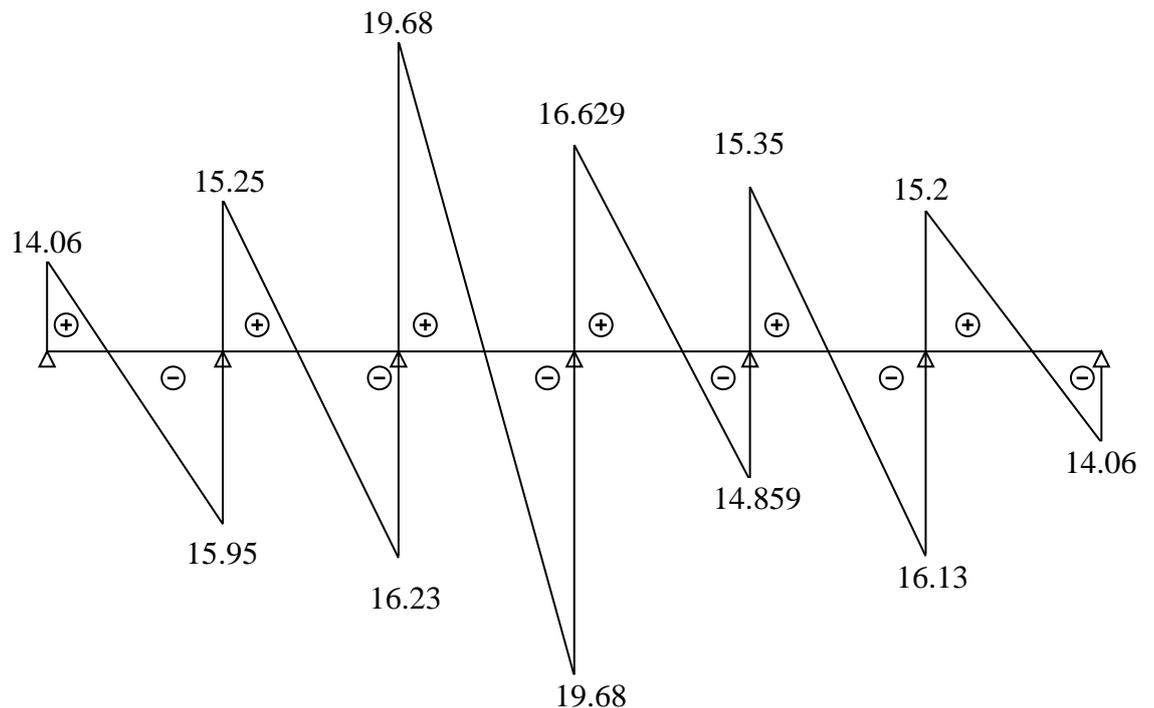


Schéma statique



III.2.7) Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 14.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7.872 \text{ KN.m}$$

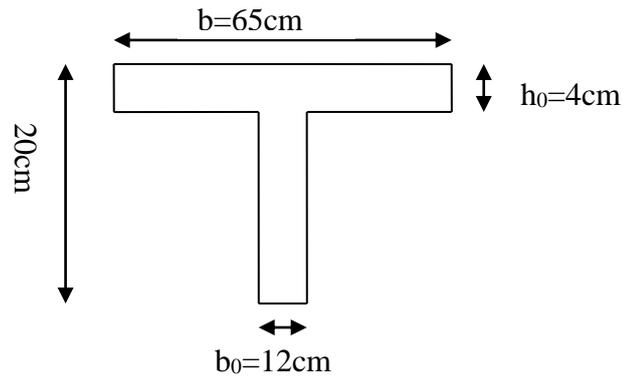


Figure III.2.6 : Section de la poutre en T

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 14.58 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{14.58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{14.58 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 2.387 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.387 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 7.872 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.872 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.142 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.142 \rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.872 \times 10^3}{0.923 \times 18 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.36 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

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

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71\text{mm} = 0.571\text{cm}$$

$$\phi \leq 0.571\text{cm} \quad \text{On prend } \phi = 6\text{mm}$$

$$\text{On adopt: } 2\phi 6 \rightarrow A_t = 0.565\text{cm}^2$$

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

d) Espacement des armatures transversales :

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

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

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

III.2.8. Vérification à l'ELU:**a) Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]**

On doit vérifier que :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{19,68 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,91\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,91\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :

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

En travée :

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

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

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1,3/BAEL91)...[2]

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{19,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 12} = 1,07 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.1,313/BAEL91)

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

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

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

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 14,06 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 19,68 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art. A5.1.1,312/BAEL91)

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

• Appuis de rive :

$$A = 2,26 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14,06 - \frac{3,432}{0,9 \times 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (14,06 - 21,19)$$

$$A_a = 2,26 \geq -0,20 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires :

$$A_a = 3,39 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(19,68 - \frac{7,872}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,831 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \geq -0,831 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

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

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

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{19,68 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 1,012 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2.9. Vérification à l'ELS :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS il suffit de

multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient. $\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.93}{9.84} = 0,704$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Travée | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 | 5-6 | 6-7 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| M_w (KNm) | 2.416 | 4.435 | 5.542 | 5.542 | 3.548 | 4.435 |
| M_e (KNm) | 4.435 | 5.542 | 5.542 | 3.548 | 4.435 | 2.416 |
| T_w (KN) | 9.9 | 10.74 | 13.86 | 11.71 | 10.81 | 10.7 |
| T_e (KN) | -11.23 | -11.43 | -13.86 | -10.46 | -11.36 | -9.9 |
| M_t (KN) | 5.77 | 5.13 | 10.26 | 5.58 | 6.13 | 5.77 |

a) Diagramme des moments fléchissant :

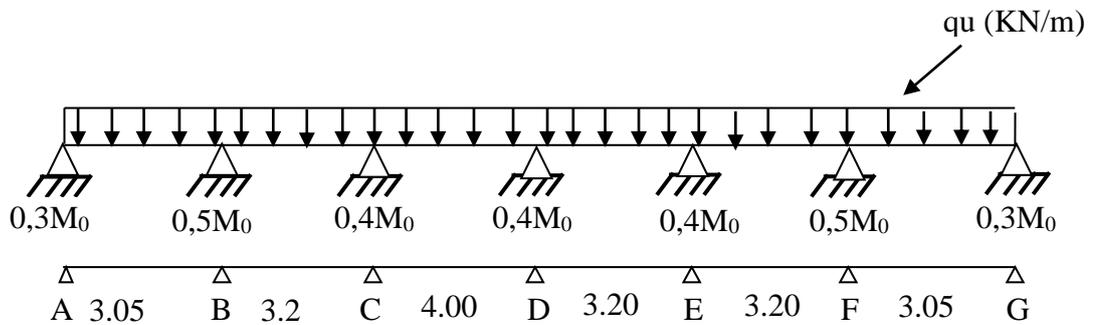


Schéma statique

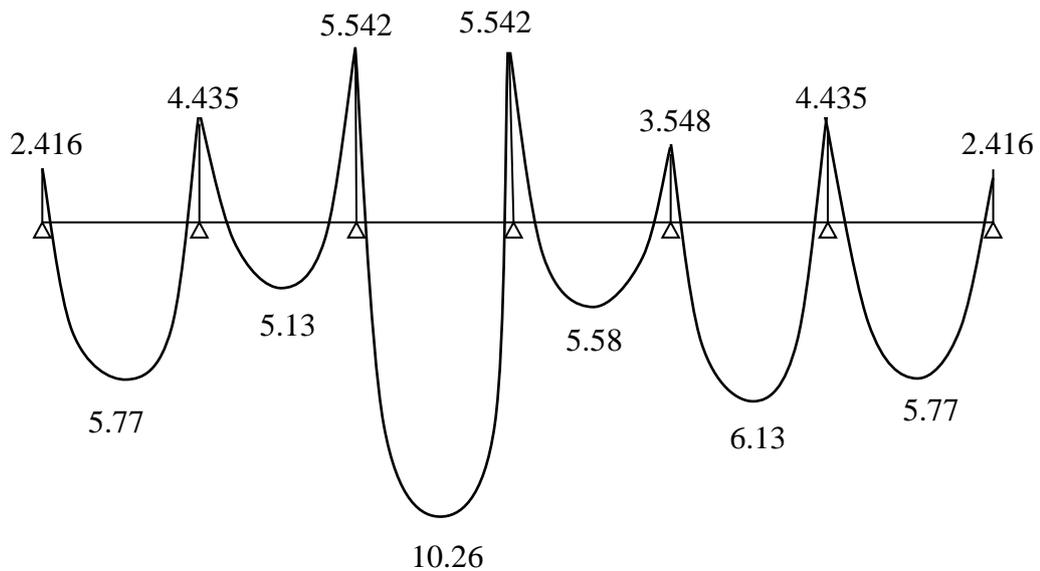
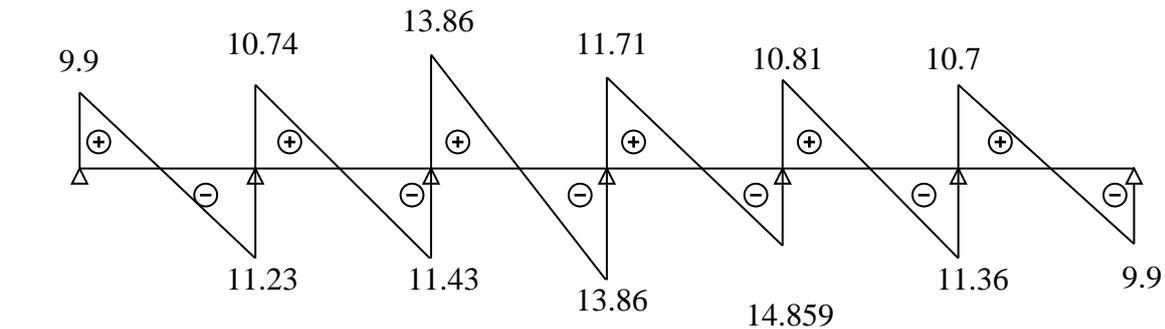
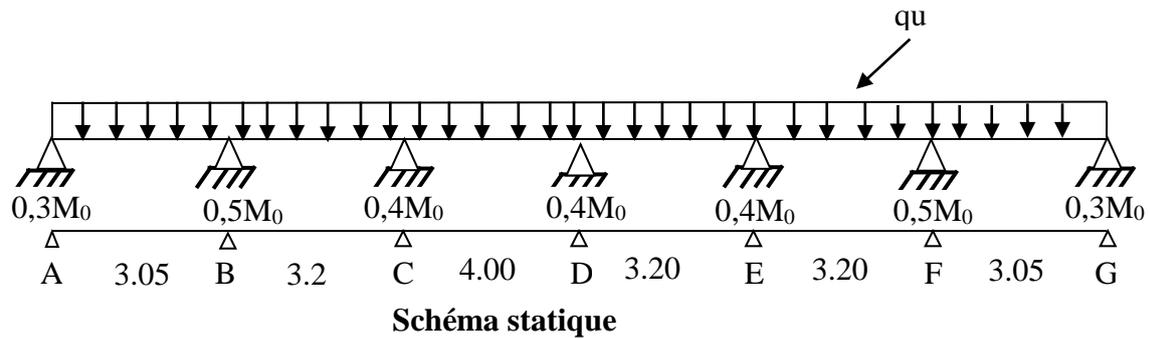


Diagramme des moments fléchissant

b) Diagramme des efforts tranchant :



Les moments max

$$M_t^s = 10,26 \text{ KNm}$$

$$M_a^s = 5,542 \text{ KNm}$$

Effort tranchant max:

$$V_u^s = 13,86 \text{ KN}$$

A) Vérification des contraintes de compression dans le béton

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. **En travée :** la section à l'ELU est $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.56 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow \alpha_1 = 0.489$$

$$\rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.489}{15(1-0.489)} = 0.0638$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.26 \times 10^{-3}}{0.837 \times 0,18 \times 3.39 \times 10^{-4}} = 200.9 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_b = k\sigma_{st} = 0,0638 \times 200.886 = 12.816 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} .$$

Les armatures à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

2. Aux appuis:

La section à l'ELU est $A_{sa}=2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

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

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0,859 \rightarrow \alpha_1 = 0,423 \rightarrow K = 0,0489$$

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a^s}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.542 \times 10^{-3}}{0,859 \times 0,18 \times 2.26 \times 10^{-4}} = 158.596 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b = k \sigma_{sa} = 0,0489 \times 158.596 = 7.755 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

B) Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{En travée } \sigma_{st} = 200.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Aux appuis } \sigma_{sa} = 158.596 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

C) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68, 424)

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.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

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

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{10.26}{15 \times 13.86} = 0.049 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

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)

On doit vérifier que :

$$\frac{M_t^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

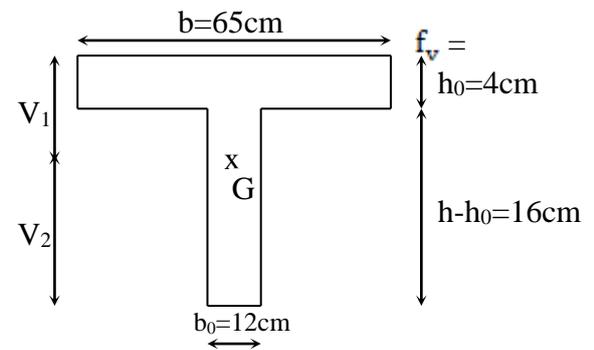


Fig III.2.7

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S'_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S'_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S'_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21770.2 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.02$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 0.82$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 21770.2}{1 + 0.82 \times 0.202} = 20544.26 \text{ cm}^4$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 200.9 + 2.1} ; 0 \right) = 0.202$$

$$f_v = \frac{10.26 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 20544.26} = 0.73 < \frac{L}{500} = 0.74 \text{ cm} \dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

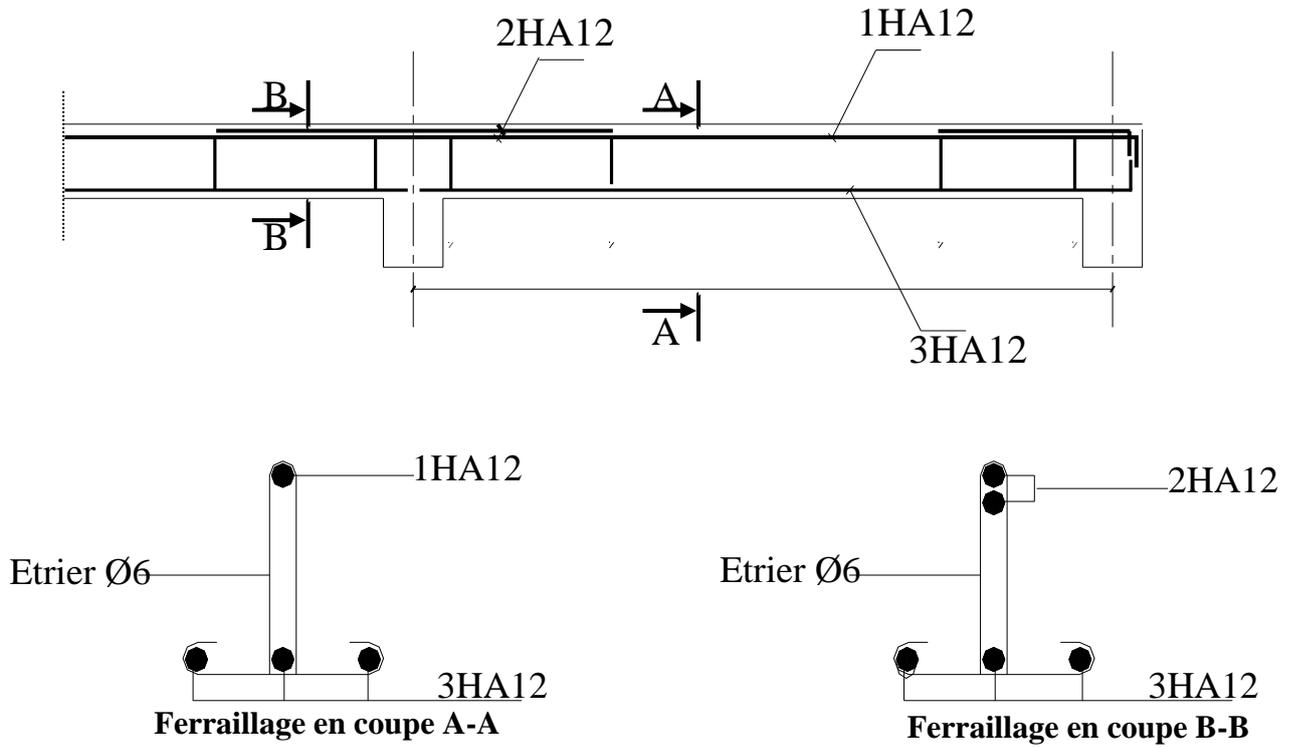


Fig III.2.8: Ferrailage de la poutrelle

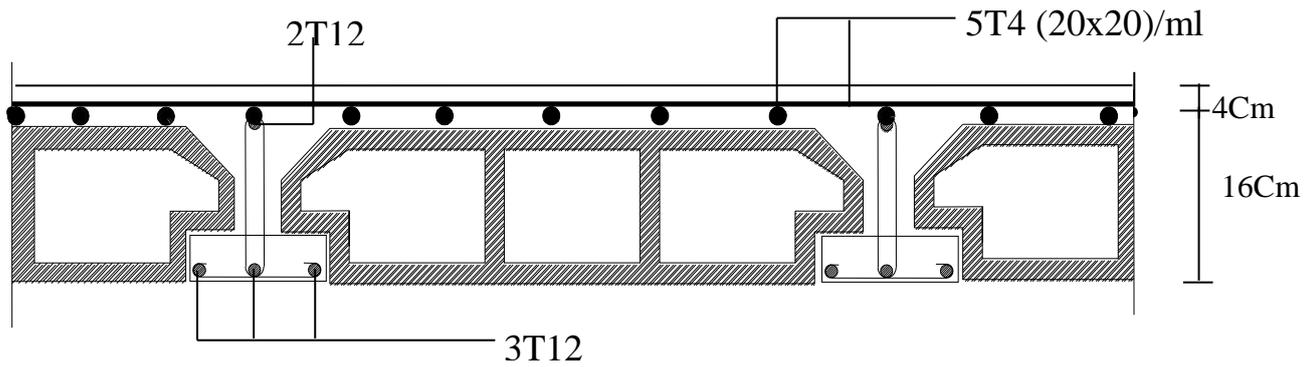


Fig III.1.9 : Plan de ferrailage du plancher

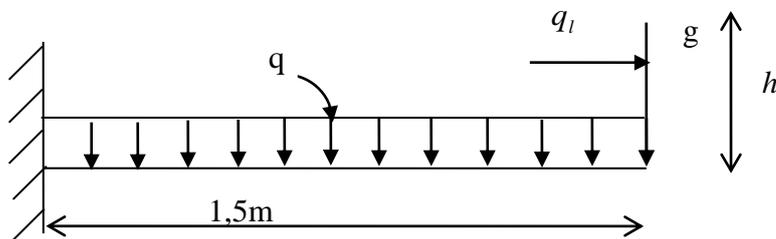
III.3) Calcul des balcons :**III.3.1) Calcul des balcons :**

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrées dans la poutre de rive.

- largeur $L = 1,50 \text{ m} = 150 \text{ cm}$

- épaisseur du balcon $e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} \geq 15 \text{ cm}$.

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

III. 3.1.1) Schéma statique :**III.3.1.2) Calcul des efforts :**

- charges et surcharges revenant à la dalle :

- $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$ charges permanentes
- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ surcharges d'exploitation
- $q = 1 \text{ KN/m}^2$ charge horizontale due à la main courante
- $g_t = 0,9 + 0,8 = 1,76 \text{ KN}$ charge de concentration due au poids du mûr extérieur ($h' = 1,1 \text{ m}$) ; $g = 1,7 \times 1,1 = 1,87 \text{ KN/ml}$

III. 3.1.3) Combinaisons des charges :

a) Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$$

- la dalle : $q_u = (1,35 \times 5,35) + (1,5 \times 3,5) = 12,47 \text{ KN/ml}$
- la main courante $q_{lu} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- mûr extérieur $g_u = 1,35 \times 1,87 = 2,524 \text{ KN/ml}$

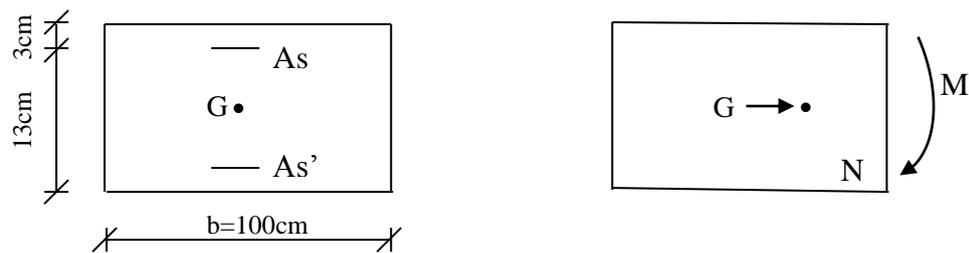
b) Combinaison de charge à l'ELS:

$$q_s = (G + Q)$$

- la dalle : $q_s = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN/ml}$
- la main courante $q_{ls} = 1 \text{ KN/ml}$
- mûr extérieur $g_s = 1,87 \text{ KN/ml}$

III.3.1.4) Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée



Soit e : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

III.3.1.4.1) Calcul à l'ELU :

$$N_u = q \times L = -1,5 \text{ KN/ml} \quad \text{effort de traction}$$

a. le moment total aura pour valeur :

$$M_u = \frac{qu \cdot L}{2} + g_u \cdot L + q_{lu} \cdot h' = \frac{12,47 \times 1,5^2}{2} + 2,524 \times 1,5 + 1,5 \times 1,1$$

$$M_u = 19,46 \text{ KNm} \quad \text{la fibre supérieure est tendue}$$

b. détermination du centre de pression :

- Calcul de l'effort de compression centre maximal :

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = 15 \times 100 \times 14,2 \times 10^{-1} = 2130 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1,5}{2130} = 7,04 \cdot 10^{-4}$$

- Calcul de l'excentricité relative :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \quad \cdot \quad \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,1667$$

$$e_{nc} = \varepsilon \times h = 0,1667 \times 15 = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,46}{1,5} = 12,97 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 0,045 \text{ m} \Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

c. Calcul des armatures en flexion simple :

- Moment fictif :**

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 1,5 (12,97 + 0,045) = 19,52 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{19.52.10^{-3}}{1.(0,12)^2 .14,2} = 0,0954$$

$$\mu_b = 0,0954 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0954 \Rightarrow \beta = 0,724$$

• **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d .\sigma_{st}} = \frac{19.52 \times 10^3}{0,724.12.348} = 6.45 \text{ cm}^2$$

d. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f + \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 6.45 + \frac{1,5 \times 10}{348} = 6.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow S_t = 17 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

III. 3.1.5.) Vérification à l'ELS :

III. 3.1.5.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} - \frac{(e_s - 0,445d)}{(e_s - 0,185d)}$$

Calcul de e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$M_s = q_{ls}.h' + q_s.L^2/2 + g_s.L$$

$$M_s = 1 \times 1,1 + 8,85 \times (1,5)^2 / 2 + 1,87 \times 1,5$$

$$M_s = 13,86 \text{ KNm}$$

$$N_s = 1 \text{ KNm}$$

$$e_s = 13,86 \text{ m}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} - \frac{13,86 - 0,445 \times 0,12}{13,86 - 0,185 \times 0,12} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 > A_{\min} = 0,45 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.5.2) Espacement des barres :

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$$

→ Condition vérifiée

III.3.1.5.3) Vérification de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \nu^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,5 = 3,375 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,375} = 35,55 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets :

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,55 = 14,22 \text{ cm} \text{ on adopte : } L_a = 15 \text{ cm}$$

III. 3.1.5.4) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12,47 \times 1,5 + 2,524 = 21,23 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21,23 \times 10}{100 \times 12} = 0,176 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,176 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 3.1.5.5) Vérification de l'adhérence des barres :

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

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,60 \text{ cm}$$

Avec : n nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{21,23 \times 10}{0,9 \times 12 \times 22,60} = 0,87 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.1.5.6) Vérification aux appuis :

Influence sur le béton :

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]

a)

$$V_u \geq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times b \times d$$

$$V_u = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 1 \times 0,12 \times 10^3 = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 21,23 \text{ KN} > 720 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.5.7) Vérification des contraintes à l'ELS :

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s$$

$$\text{D'une part : } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,567$$

Des tables, on aura :

$$\alpha_1 = 0,336 \rightarrow \beta_1 = 0,888$$

$$K = \frac{0,567}{15(1 - 0,336)} = 0,0567$$

D'autres part :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{13,86 \times 10^3}{0,888 \times 12 \times 6,79} = 191,56 \text{ MPA}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,0567 \times 191,56 = 10,86 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 10,86 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Dans l'acier :

Situation préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n.f_{c28}} \right\} = \{266,67; 201,64\} = 201,64 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 191,56 \text{ MPA} < \overline{\sigma_s} = 201,64 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III. 3.1.5.8) Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} \Leftrightarrow (1)$$

Avec :

- $E_v = 10818,865 \text{ MPA} \rightarrow$ module de déformation différée

- $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + u\lambda_v}$

Calcul des coefficients de : I_{fv}

- $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho_1}$

$$\text{avec : } \rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,565$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{12}\right) 0,565} = 0,00275$$

$$\bullet \quad u = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{6,79}{100 \times 12} = 0,00565$$

$$\sigma_s = 191,56 \text{ MPA}$$

$$u = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00565 \times 191,56 + 2,1} \right] = 0,4283$$

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

III.3.1.5.9) Position du centre de gravite :

Le centre de gravite est déterminé, en prenant les moments Statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 6 \times 6,79 \times (15 - 12)}{(100 \times 15) + (6 \times 6,79)} = 7,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,38 = 7,62 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} ((7,38)^3 + (7,62)^3) + 15 \times 6,79 \times (7,38 - 3)^2$$

$$I_0 = 30100,53 \text{ cm}^4$$

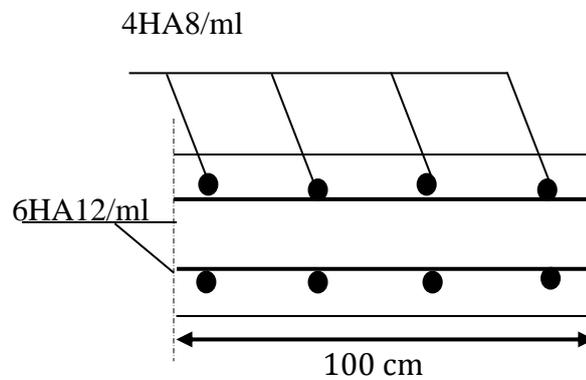
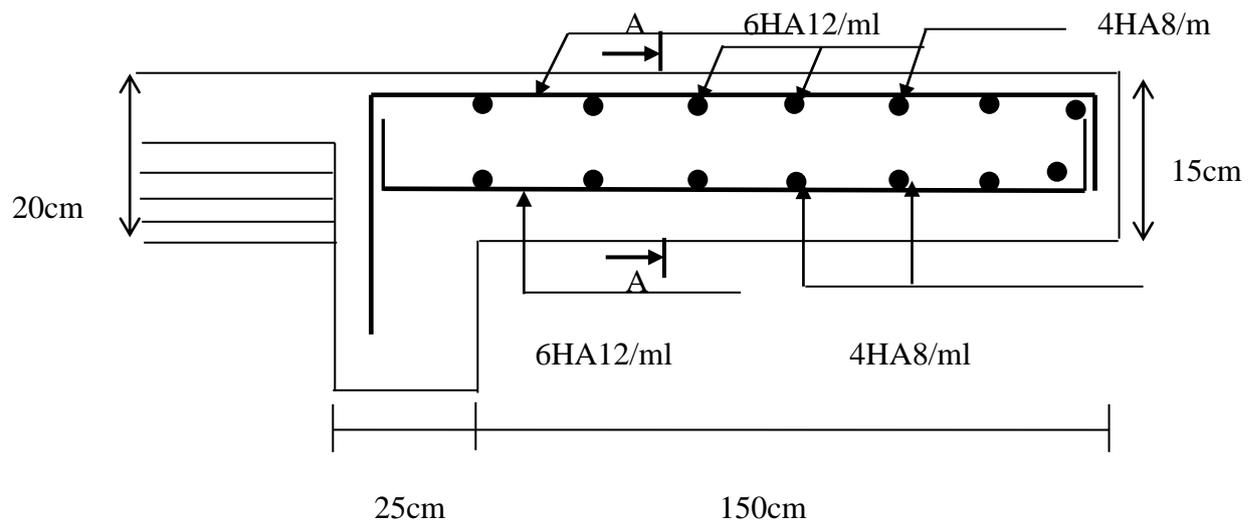
$$\text{Alors: } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + u \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30100,53 \times 10^{-8}}{1 + 0,00565 \times 0,00275}$$

$$I_{fv} = 3,31 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$(1) \Leftrightarrow f_v = \frac{13,86 \times (1,5)^2 \times 10^{-3}}{4 \times 10818,866 \times 3,31 \times 10^{-4}} = 2,17 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_v = 2,17 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = \frac{L}{250} = 4,8 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Coupe A-A

Fig III.3.1 Ferrailage des balcons

III.4 Le porte-à-faux :

Introduction :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

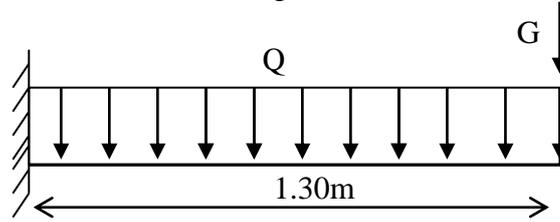


Fig III.4.1 : Schéma Statique du porte-à-faux

Q : charges et surcharges verticales, revenant au porte-à-faux.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

III.4.1. Dimensionnement du porte-à-faux :

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

$$e_p \geq L/10 = 130/10 = 13 \text{ cm} \quad \text{On prend : } e_p = 15 \text{ cm.}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges

- Charges permanentes :

- La dalle :

Tableau III.4.1 : Charge permanente G.

| Charges permanentes uniformes | Masse volumique [KN/m ³] | Epaisseur [m] | Poids [KN/m ²] |
|-------------------------------|--------------------------------------|---------------|---------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.40 |
| Couche de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| la dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| Enduit en mortier de ciment | 18 | 0.02 | 0.36 |
| | | | G = 5.31KN/m² |

- La charge de double cloison : $G_1 = 2.36 \text{ KN/m}^2$
- charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

III.4.3. Calcul à l'ELU

Combinaison des charges :

- A L'ELU :

Dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 \times (1.5)] \times 1\text{m} = 9.42 \text{ KN/ml}$

Mur double cloison : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36) \times 2.86\text{m} \times 1\text{m} = 9.11 \text{ KN}$

- A L'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G+Q=[5.31+1.5] \times 1m=6.81KN/ml$

Mur double cloison : $q_{s2} = 2.36 \times 2.86m \times 1m=6.75KN$

III.4.4. Le ferrailage à L'ELU :

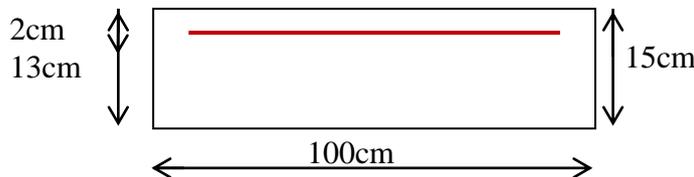
Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la section dangereuse est située au niveau d'encastrement.

- Calcul du moment sollicité:

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l \implies Mu = 9.42 \times \frac{1.3^2}{2} + 9.11 \times 1.3 = 19.80kN.m$$

$M_u = 19.80KNm$, $b = 100cm$, $d = 13cm$

a) Armatures principales :



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.80 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \text{ la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.083 \implies \beta = 0.9565$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{19.80 \times 10^5}{0.9565 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Soit : Armatures principale 5HA12/ml = 5.65cm²/ml avec un espacement

St=100/5 = 20cm

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 4HA8/ml = 2.01cm²/ml avec un espacement S_r= 25cm

III.4.5. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

A_{adopté} > A_{min}

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

AS = 5.65cm² > Amin = 1.57cm²Condition vérifiée.

b) Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91 modifier 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 9.42 \times 1.3 + 9.11 = 21.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.36 \times 10^3}{1000.130} = 0.164 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \implies (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99)

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.36 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{Co}$$

Condition vérifiée

(Pas de risque d'entraînement des barres).

d) espacement des barres : (Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99)•

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

e) longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

On adopte : $L_r = 15 \text{ cm}$.

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b / \gamma_s$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times \frac{0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 21.36 \text{ KN} < 1017.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal) :

$$A_s \geq V_u / (f_e / \gamma) \text{ avec : } V_u = 21.36 \text{ KN}$$

$$V_u / (f_e / \gamma) = (21.36 \times 1.15) / 400 = 61 \text{ mm}^2 = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 0.61 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6. Vérification à l'ELS :**• Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 6.81 \times \frac{1.3^2}{2} + 6.75 \times 1.3$$

$$M_s = 14.53 \text{ KN.m}$$

• Les contraintes dans le béton et l'acier:**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\rho_1 = 0.435 \rightarrow \beta_1 = 0.8995 \rightarrow k_1 = 34.75$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{14.53 \times 10^3}{0.8995 \times 5.65 \times 13} = 219.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219.92}{34.75} = 6.33$$

$$\sigma_{bc} = 6.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 219.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 219.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{14.53}{10 \times 14.53} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

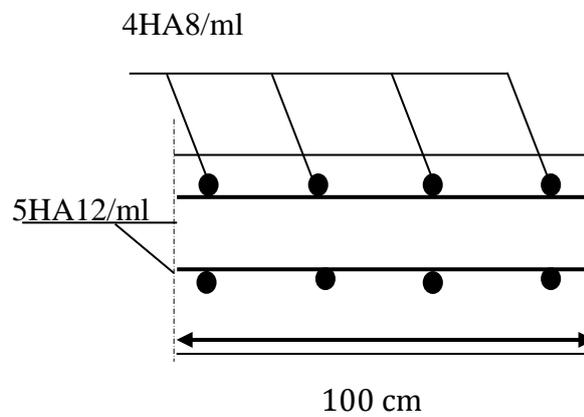
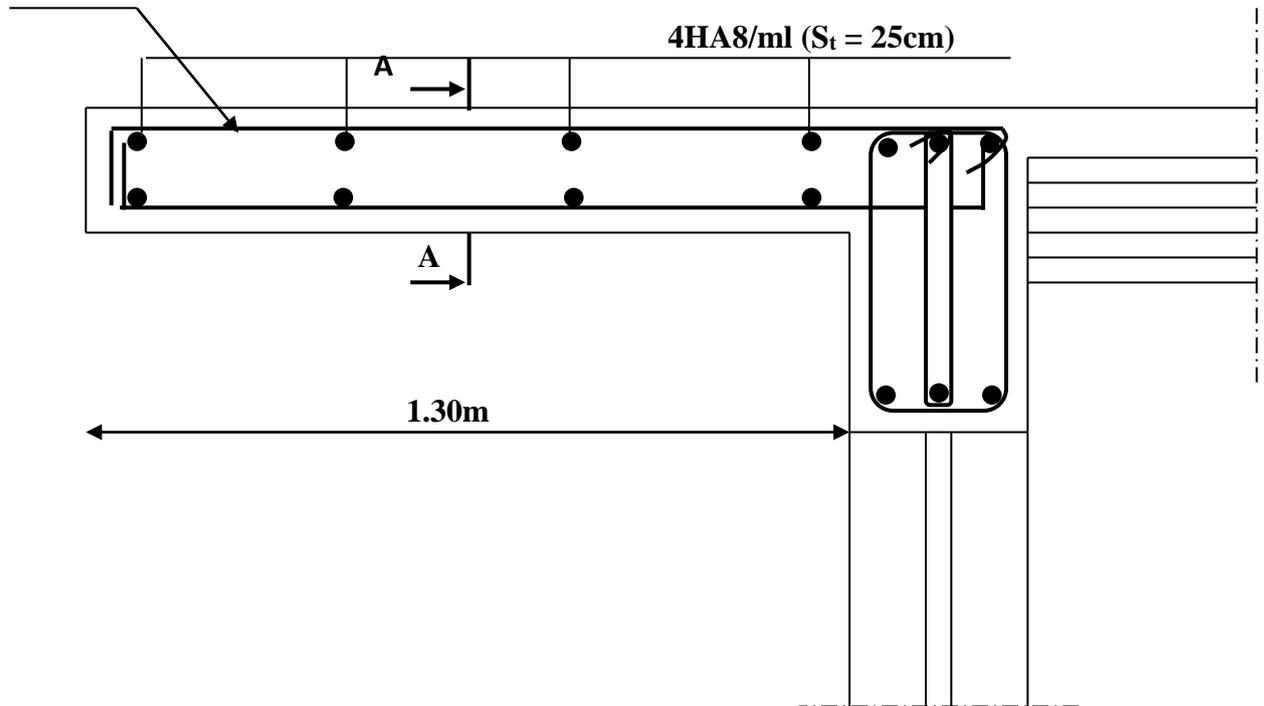
III.4.7 Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **5 HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de **20cm**

Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01cm²/ml** avec un espacement de **25cm**

5HA12/ml ($S_t = 20\text{cm}$)



Coupe A-A

Fig III.4.2 : Ferrailage du porte-à-faux

III-5) Calcul d'escaliers :

III-5-1) Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

A

AIII-5-2) Terminologie :

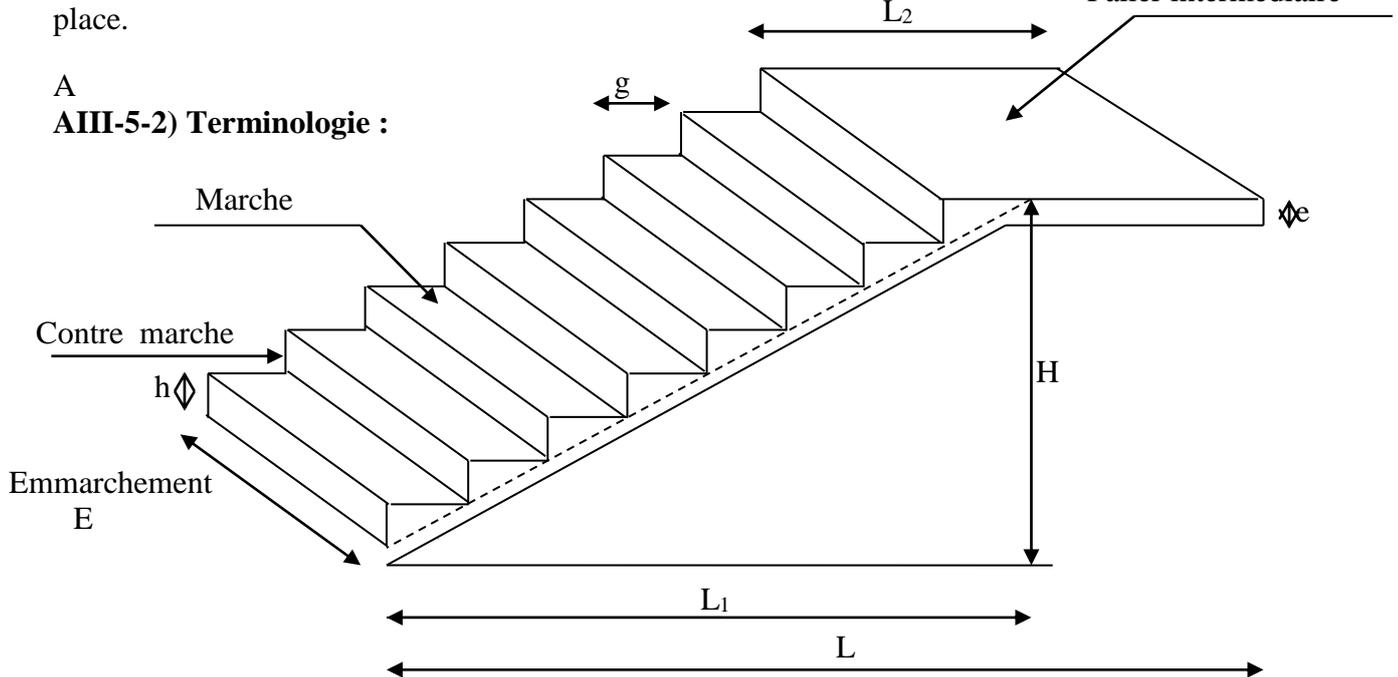


Fig III-5-1): Schéma de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III-5-3) Calcul des escaliers :

III-5-3-A) Calcul de l'escalier de l'étage courant :

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III-5-3-A-1) Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

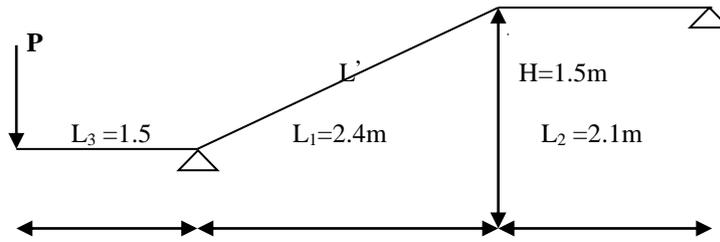


Fig III-5-2) : Schéma statique d'escalier étage courant.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

A. Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Soit : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

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

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

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

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

On a : $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Epaisseur de la paille et du palier :

L'épaisseur de la paille et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paille projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paille projetée.

L_2 : longueur du palier.

- **Application :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2.80 + 2.1 = 4.9 \text{ m} = 490 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'ou : } \frac{490}{30} \leq e_p \leq \frac{490}{20} \Rightarrow 16.33 \leq e_p \leq 24.50$$

On opte pour: $e_p = 20 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-5-3-A-2) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

A. Les charges permanentes :

- **Le poids des revêtements :**

| N° | Elément | Épaisseur (m) | pds volumique (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|----------------|-----------------------------|---------------|------------------------------------|------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 3 | Couche de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Enduit ciment | 0.015 | 18 | 0.27 |
| 5 | Poids propre du garde corps | / | / | 0.2 |
| G total | | | | 1.85 |

Tableau III-5-1) : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- **Le palier:**

| N° | Elément | Épaisseur[m] | pds volumique [KN/m ³] | G[KN/m ²] |
|----------------|----------------------------|--------------|------------------------------------|-----------------------|
| 1 | Dalle pleine en béton armé | 0.18 | 25 | 5 |
| 2 | poids des revêtements | - | - | 1.85 |
| G total | | | | 6.85 |

Tableau III-5-2) : Charges permanentes revenant au palier.

- La paillasse (La volée) :

| N° | Elément | G[KN/m ²] |
|----|------------------------------|--|
| 1 | Poids propre de la paillasse | $25 \times ep / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 29.55^\circ = 5.75$ |
| 2 | Poids des marches | $25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$ |
| 3 | poids des revêtements | 1.85 |
| | | G total = 9.725 |

Tableau III-5-3) : Charges permanentes revenant à la paillasse.

- La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.06 - 0.20) \times 2.4 \times 1\text{m} = 6.86 \text{ KN}$$

- B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III-5-3-A-3) Combinaison des charges :

- ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ Palier : $q_u = (1.35 \times 6.86 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 13.01 \text{ KN} / \text{ml}$.
 - ✓ Volée : $q_u = (1.35 \times 9.725 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.88 \text{ KN} / \text{ml}$.
 - ✓ Mur extérieure : $P = 1.35 \times 6.86 = 9.26 \text{ KN}$.
- ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ Palier : $q_s = (6.86 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.36 \text{ KN} / \text{ml}$.
 - ✓ Volée : $q_s = (9.725 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.23 \text{ KN} / \text{ml}$.
 - ✓ Mur extérieure : $P = 6.86 \text{ KN}$.

III-5-3-A-4) Calculs à l'ELU :

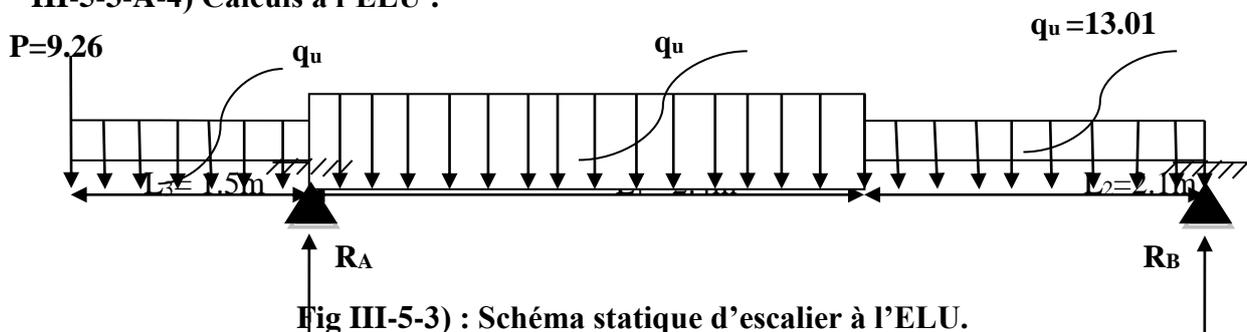


Fig III-5-3) : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des efforts internes :

- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad \Longrightarrow \quad R_A + R_B = 9.26 + 13.01 \times 1.5 + 16.88 \times 2.4 + 13.01 \times 2.1$$

$$R_A + R_B = 96.60$$

$$\sum M/A=0 \implies -4.5 R_B - (9.26 \times 1.5) - (13.01 \times 1.5 \times 0.75) + (16.88 \times 2.4 \times 1.2) + (13.01 \times 2.1 \times 3.45) = 0$$

D'où: $\begin{cases} R_A = 71.19 \text{ KN} \\ R_B = 25.41 \text{ KN} \end{cases}$

Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

l'ELU :

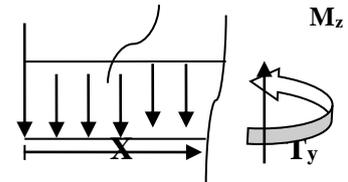
✓

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$P_u = 9.26 \text{ KN}$ $q_u = 13.01 \text{ KN/ml}$

$T_y = 13.01 x + 9.26$

$M_z = \frac{(-13.01x^2)}{2} - 9.26 x$
 $M_z = -6.505 x^2 - 9.26x$



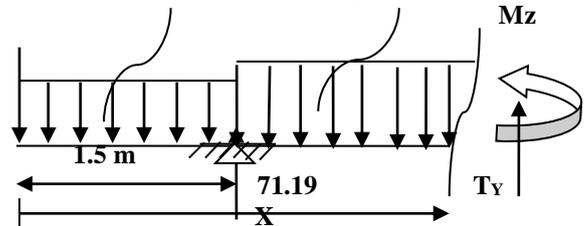
✓

Tronçon : $1.5 \leq x \leq 3.9$

$T_y = 9.26 + (13.01 \times 1.5) - 71.19 + 16.88(x - 1.5) = 0$

$T_y = 16.88 x - 42.42$

$P = 9.26 \text{ KN}$ $u = 13.01 \text{ KN/ml}$ $q_u = 16.88 \text{ KN/ml}$



$M_z = -9.26x - 19.51(x - 0.75) + 71.19(x - 1.5) - \frac{16.88(x - 1.5)^2}{2}$

$M_z = -8.44x^2 + 67.74x + 111.14$

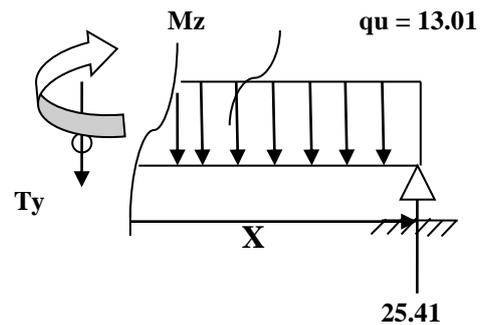
✓

Tronçon : $0 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$

KN/ml

$T_y = -13.01x + 25.41$

$M_z = -6.505x^2 + 25.41x$



D'où:

| Tronçon (m) | Effort tranchant | Moment fléchissant | X (m) | Ty (KN.m) | Mz (KN.m) |
|-----------------------|-------------------|------------------------------|-------|-----------|-----------|
| $0 \leq x \leq 1.5$ | $13.01 x + 9.26$ | $-6.505 x^2 - 9.26x$ | 0 | 9.26 | 0 |
| $1.5 \leq x \leq 3.9$ | $16.88 x - 42.42$ | $-8.44x^2 + 67.74x - 111.14$ | 1.5 | 28.77 | -28.52 |
| | | | 3.9 | 23.41 | 24.67 |
| $0 \leq x \leq 2.1$ | $-13.01x + 25.41$ | $-6.505x^2 + 25.41x$ | 0 | 25.41 | 0 |
| | | | 2.1 | -1.91 | 24.67 |

Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 2.1\text{m}$

$$T_y = 0 \Rightarrow -13.01x + 25.41 = 0 \Rightarrow x = 1.95\text{m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 24.81 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

| | Expression | Moment (KNm) |
|-------------------------------|-----------------------|--------------|
| Moment aux appuis B (M_a) | (-0.3) x 24.81 | -7.44 |
| Moment en travée (M_t) | (0.85) x 24.81 | 21.08 |

Tableau III.5.5: Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = + 21.08 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -7.44 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = - 28.52 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = +28.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

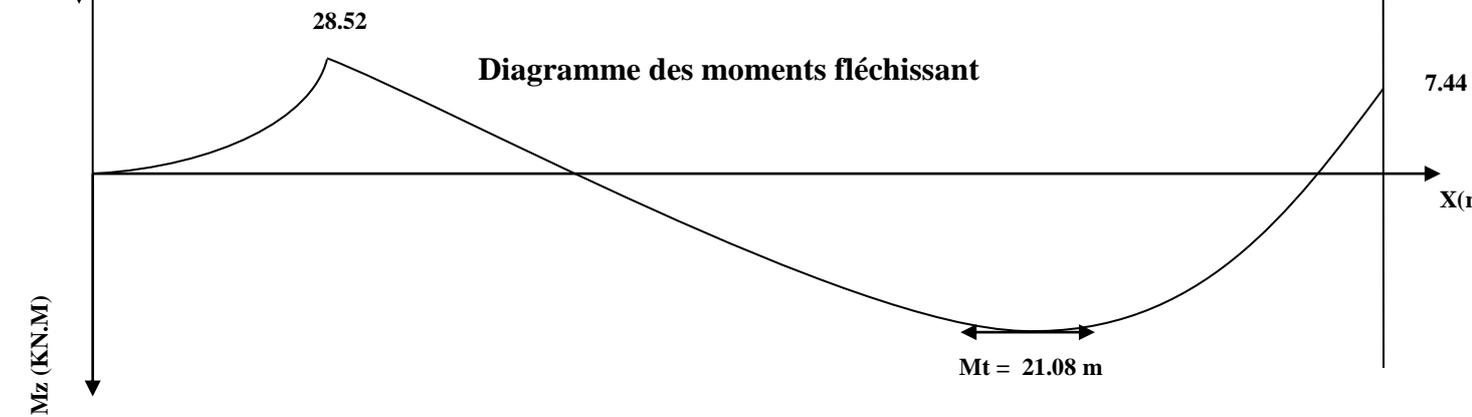
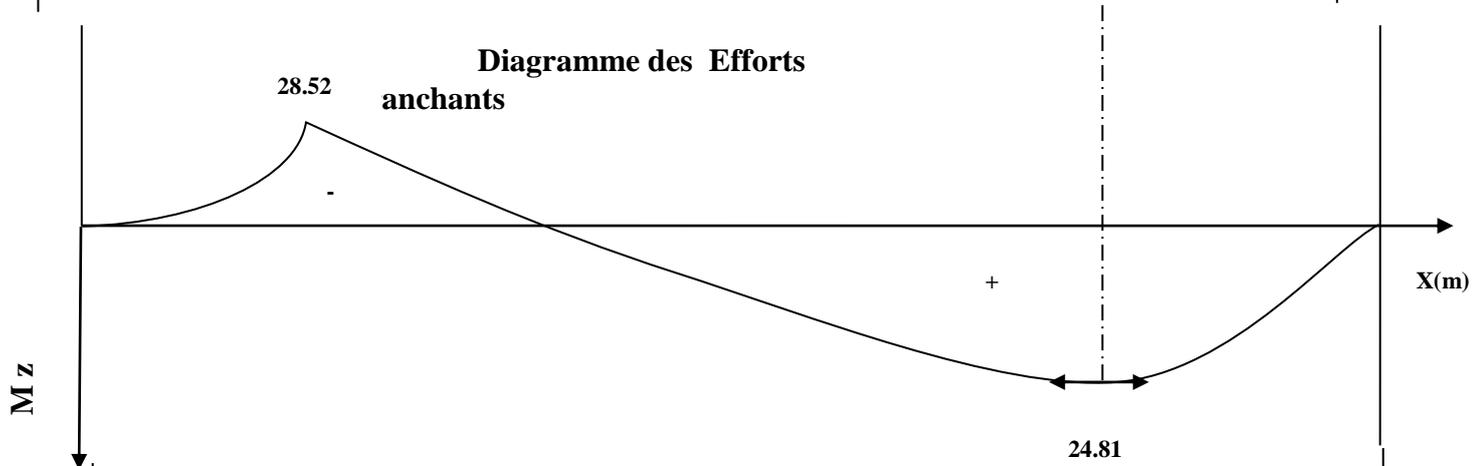
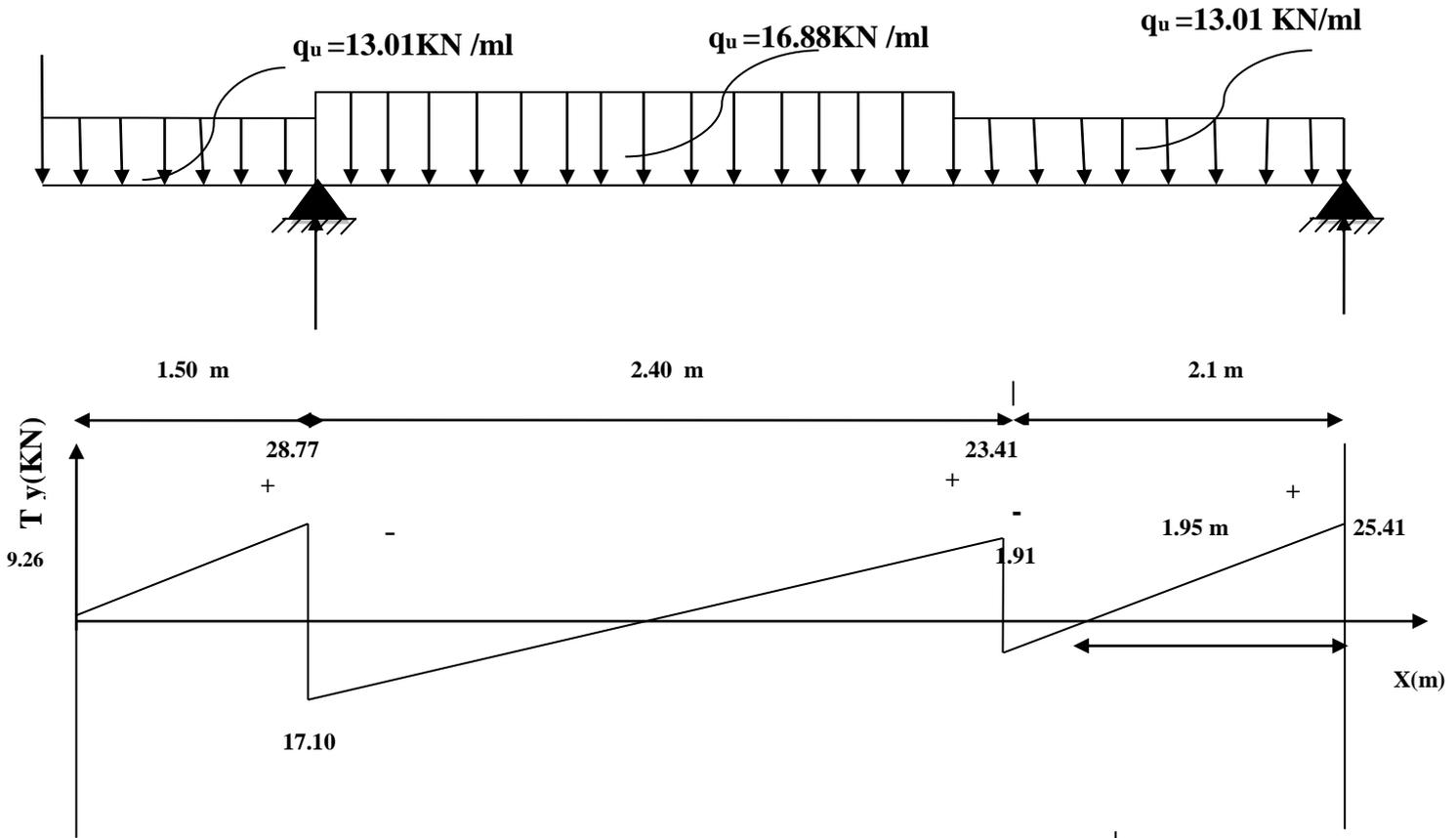


Diagramme des moments corrigés à L'ELU

III-5-3-A-5) Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

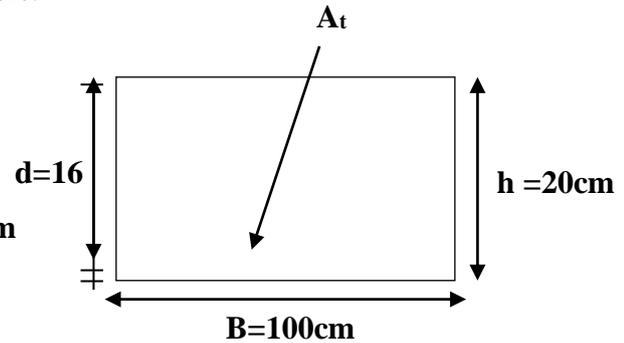
$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$$

✓

Appui B : Armatures principales:

Armatures aux appuis :

$$M_B = -7.44 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7.44 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.0161$$

$$\mu_b = 0.0161 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.
Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.0161 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_b = \frac{7.44 \times 10^2}{0.992 \times 18 \times 34.8} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui A:

- **Armatures principales :**

$$M_A = -28.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{28.52 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.062$$

$$\mu_b = 0.062 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{28.52 \times 10^2}{0.968 \times 18 \times 34.8} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² , avec un espacement S_t = 25 cm

En travée :

-

Armatures principales :

$$M_t = 21.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{21.08 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.046$$

$\mu_b = 0.046 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.046 \longrightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{21.08 \times 10^2}{0.976 \times 18 \times 34.8} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III-5-3-A-6) Vérification à l'ELU :

- a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifiée)

99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

- Aux appuis :

$$A_B = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_A = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- En travées :

$$A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- b. Espacement des barres :

- Armatures principales :

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- Armatures répartitions :

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- c.

Vérification de la section du béton à l'effort

tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 28.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28.77 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.159 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.159 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 28.77 \text{ KN}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 28.77 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -28.52 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 28.77 \text{ KN}$$

$$\left(28.77 + \frac{-28.52}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -4.23 \text{ cm}^2 < A_a = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

- Appui A : 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219.9 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.9} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Appui B: 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219.9 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.9} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Travée: 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 219.9 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.9} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

$$\text{La longueur de scellement doit être : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

- Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 20 \text{ cm}$$

Appui B:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.2 = 16.9 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 17 \text{ cm}$$

III-5-3-A) Calculs à l'ELS :

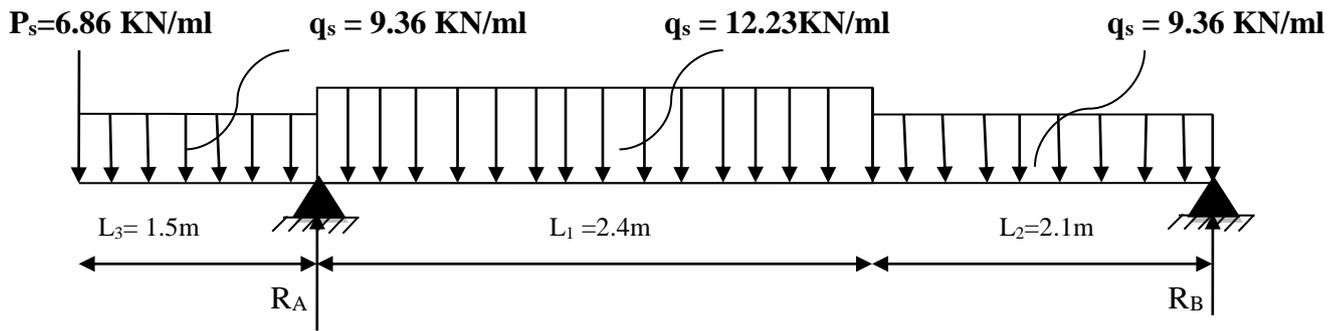


Fig III-5-5) : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 6.86 + 9.36 \times 1.5 + 12.23 \times 2.4 + 9.36 \times 2.1$$

$$R_A + R_B = 69.90$$

$$\sum M/A=0 \implies -4.5 R_B - (6.86 \times 1.5) - (9.36 \times 1.5 \times 0.75) + (12.23 \times 2.4 \times 1.2) + (9.36 \times 2.1 \times 3.45) = 0$$

D'où: $\begin{cases} R_A = 51.63 \text{ KN} \\ R_B = 18.27 \text{ KN} \end{cases}$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

| Tronçon (m) | Effort tranchant | Moment fléchissant | X (m) | T _y (KN.m) | M _z (KN.m) |
|---------------|------------------|---------------------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|
| 0 ≤ x ≤ 1.5 | 9.36 x + 6.86 | -4.68x ² - 6.86x | 0 | 6.86 | 0 |
| | | | 1.5 | 20.90 | -20.82 |
| 1,5 ≤ x ≤ 3.9 | 12.23 x - 49.07 | -6.115x ² - 49.07x - 80.67 | 1.5 | -13.69 | -20.82 |
| | | | 3.9 | -1.38 | 17.72 |
| 0 ≤ x ≤ 2.1 | -9.36x + 18.27 | -4.68x ² + 18.27x | 0 | 18.27 | 0 |
| | | | 2.1 | -1.38 | 17.72 |

Tableau III-5-6) : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

Tronçon : 0 ≤ x ≤ 2.1 m

$$T_y = 0 \implies -9.36x + 18.27 = 0 \implies x = 1.95 \text{ m}$$

Donc : M_z^{max} = 17.83 KN.m

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

| | Expression | Moment (KN.m) |
|---------------------------------------|----------------|---------------|
| Moment aux appuis B (M _a) | (-0.3) x 17.83 | -5.35 |
| Moment en travée (M _t) | (0.85) x 17.83 | 15.15 |

Tableau III-2-7) Les moments corrigés à l'ELS.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 15.15 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -5.35 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -20.82 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 20.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$P_s = 6.86 \text{ KN/ml}$
KN/ml

$q_s = 9.36 \text{ KN/ml}$

$q_s = 12.23 \text{ KN/ml}$

$q_s = 9.36$

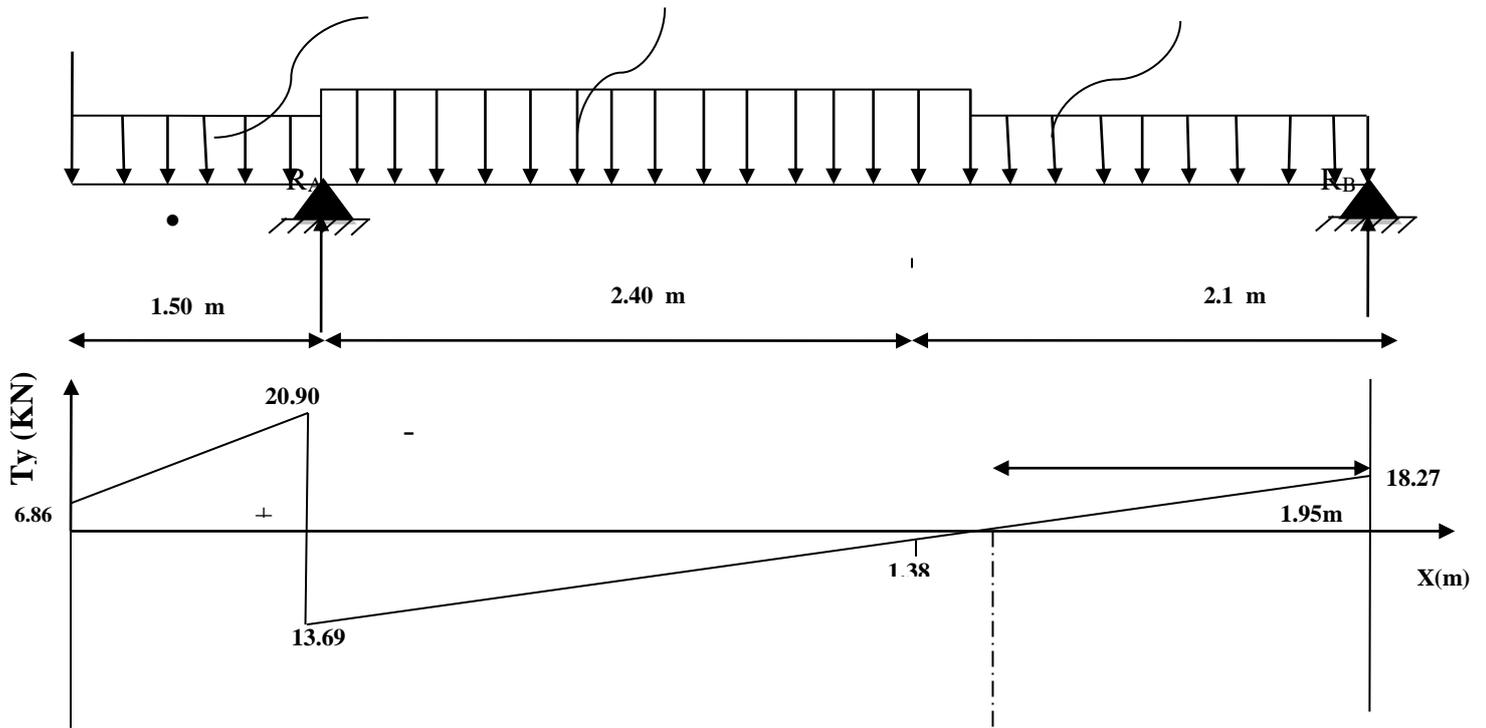


Diagramme des Efforts tranchants

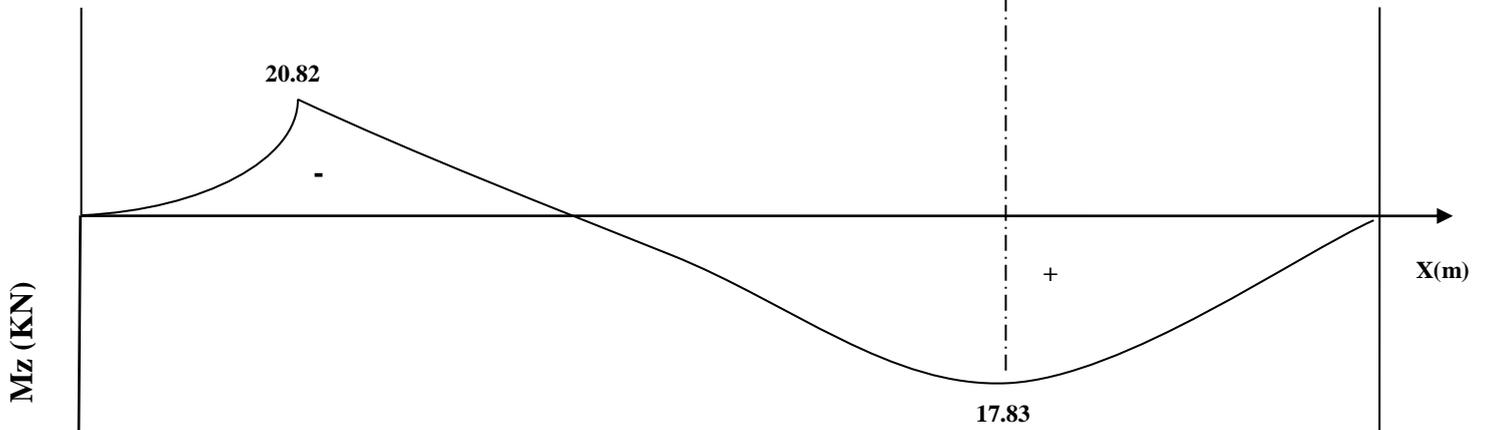


Diagramme des moments fléchissant

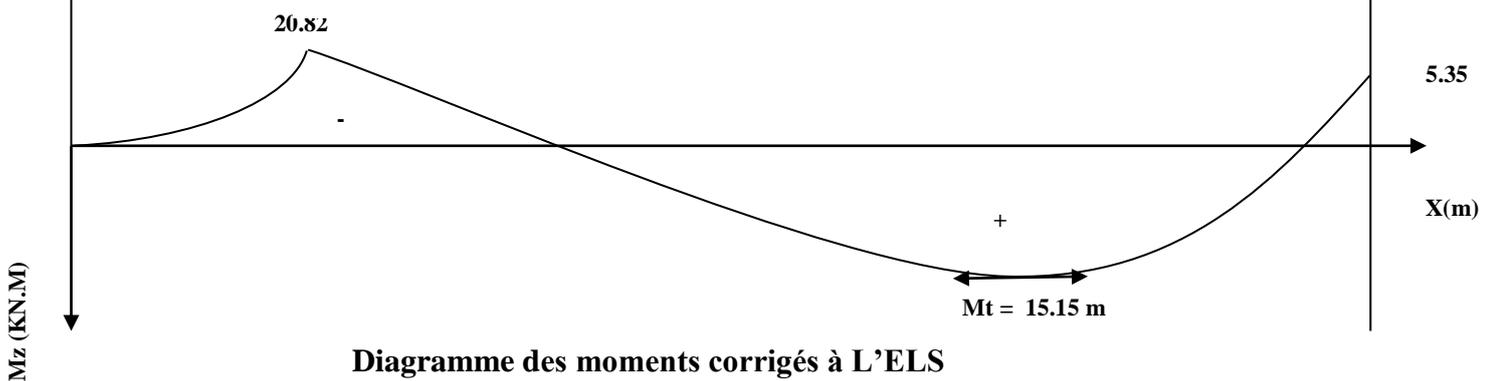


Diagramme des moments corrigés à L'ELS

III-5-3-A-8) Vérifications à l'ELS :

a. vérification des contraintes :

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- ✓ La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1. Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

- $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$.

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Appui A:

Avec :

$$M_s = -20.82 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

$$\rho_1 = 0.42 \rightarrow \beta_1 = 0.90 \rightarrow K_1 = 35.00$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.82 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 7.70} = 166.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 166.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Appui B:

Avec :

$$M_s = -5.35 \text{ m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

$$\rho_1 = 0.42 \rightarrow \beta_1 = 0.90 \rightarrow K_1 = 35.00$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.35 \times 10^3}{0.90 \times 18 \times 7.70} = 42.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 42.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En Travée:

Avec :

$$M_s = 15.15 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.42$$

$$\rho_1 = 0.42 \rightarrow \beta_1 = 0.90 \rightarrow K_1 = 35.00$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.15 \times 10^3}{0.90 \times 18 \times 7.70} = 121.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 121.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Appui A:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.00} \times 166.90 = 4.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Appui B:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.00} \times 42.88 = 1.225 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.225 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.00} \times 121.45 = 3.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\text{b. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{c. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_t : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

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

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

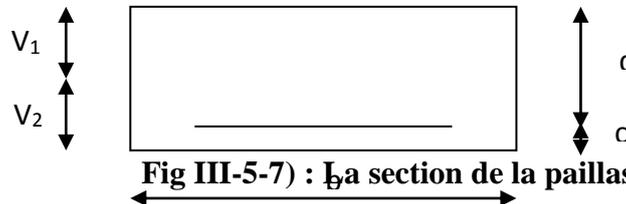
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$



$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2115.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{22079}{2115.5} = 10.43 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.43 = 9.57 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 \times (9.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

▪ ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 18} = 0.0042$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00313} = 2.68$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.70 \times 100}{100 \times 18} = 0.42 \Rightarrow \beta = 0.901$$

▪ La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.15 \times 10^3}{0.901 \times 18 \times 7.70} = 121.31 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.42 \times 121.31 + 2.1} = 0.017.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 71870.22}{1 + (0.017 \times 2.68)} = 75612.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{15.15 \times (4.5)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 75612.34} = 0.37 \text{ cm.}$$

$$f = 0.37 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

- ❖ **Aux Appuis:**

- **Appui A:**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

- **Appui B:**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

- ❖ **En travée :**

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

III.6. Calcul de la poutre palière :

III.6.1.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 est de 2.50 m (longueur entre nus des appuis).

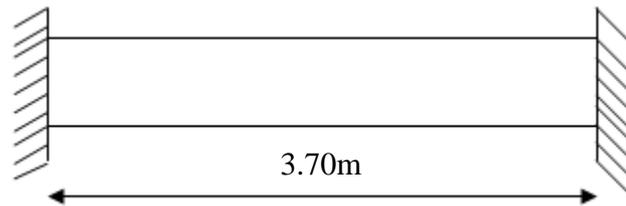


Fig III.6.1: schéma statique de la poutre palière

III.6.2.Pré dimensionnement :

$L=3.70\text{m}$, Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66\text{cm} \leq h_t \leq 37\text{cm}.$$

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

2- Largeur de la poutre palière :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \longrightarrow 14\text{cm} < b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend : $b=25 > 20\text{ cm}$

- Vérification des conditions du RPA**

$h_t = 35\text{ cm} > 25\text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm}$**Condition vérifiée.**

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 < 4$$
..... **Condition vérifiée.**

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

III.6.3.Détermination des charges et surcharges :**-Poids propre :**

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19\text{ KN/ml}.$$

-Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU: } R_A^U = 71.19\text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } R_A^S = 51.63\text{ KN/ml}$$

III.6.4.Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + R_A^U = 1.35 \times 2.19 + 71.19 = 74.15\text{ KN/ml}.$$

$$q_u = 74.15\text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + R_A^S = 2.19 + 51.63 = 53.82\text{ KN/ml}.$$

$$q_s = 53.82\text{ KN/ml}$$

III.6.5. Schémas statiques:

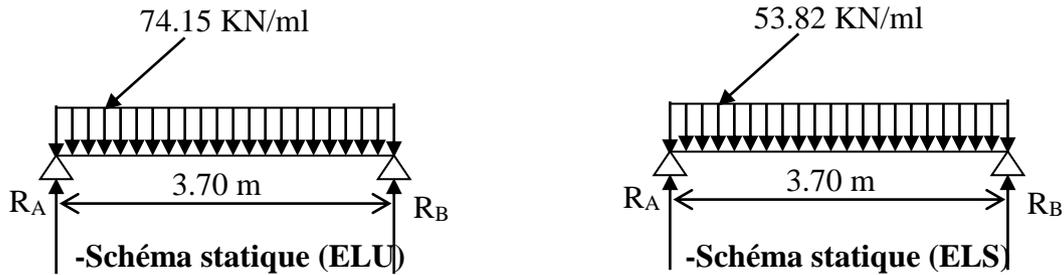


Fig III.6.2 : Schéma statique de la poutre palière

1. A l'ELU :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{74.15 \times 3.7}{2} = 137.18 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{74.15 \times (3.7)^2}{8} = 126.89 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 \cdot M_{\max} = 0.85 \times 126.89 = 107.86 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \cdot M_{\max} = -0.3 \times 126.89 = -38.07 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{74.15 \times 3.7}{2} = 137.18 \text{ KN}$$

2. A l'ELS :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{53.82 \times 3.7}{2} = 99.57 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{53.82 \times (3.7)^2}{8} = 92.09 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0.85 \times 92.09 = 78.28 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times 92.09 = -27.63 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_S^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{53.82 \times 3.7}{2} = 99.57 \text{ KN}$$

III.6.6. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

* A l'ELU :

* A l'ELS :

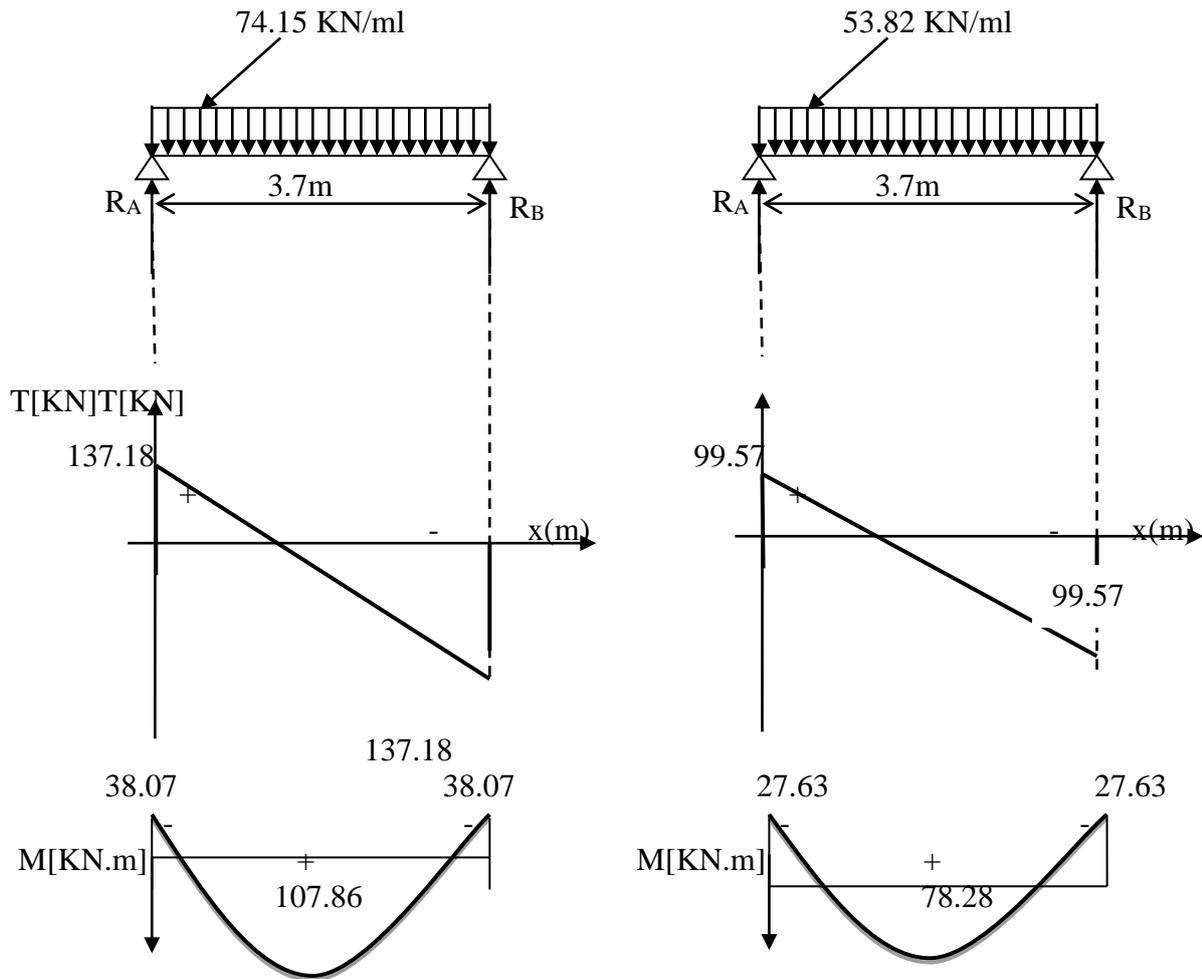


Fig III.6.3: Les diagrammes des efforts internes

III.6.7. Ferrailage (ELU) :

En travée :

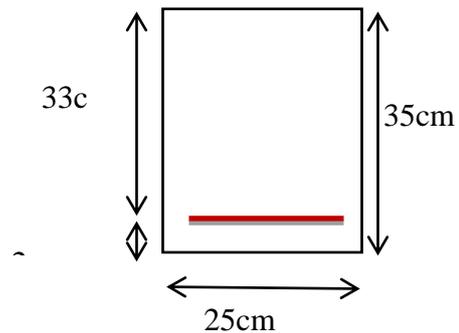
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{107.86 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14.2} = 0.278$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.278 \Rightarrow \beta = 0.833$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{107.86 \times 10^3}{0.833 \times 33 \times 348} = 11.27 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}16 = 12.057 \text{ cm}^2$.



Aux appuis:

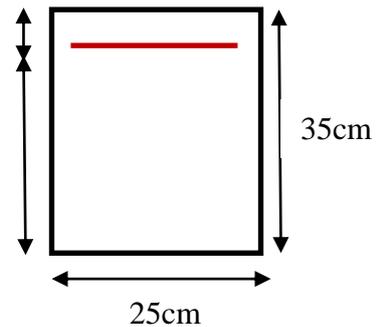
$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.07 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$u_b = 0.098 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38.07 \times 10^3}{0.948 \times 33 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$



• Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$12.057 + 4.62 = 16.677 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.8. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 33 \times 25 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 12.057 \text{ cm}^2 > 0.996 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.996 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle (art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{137.18 \times 10^3}{0.25 \times 0.33 \times 10^6} = 1.66 < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :

• **Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{\text{max}}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{137.18 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.94 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 4.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\text{max}} \leq 0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\text{max}} = 137.18 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 330 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 137.18 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{U\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{137,18 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 3,5 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \tau_e = 3,5 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} > \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Ya risque d'entraînement des barres.

Donc on augmente la section des barres aux appuis.

Soit : 3HA16

Vérification pour/ 3HA16

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 16 = 150,78 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{137,18 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 150,78} = 3,06 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \tau_e = 3,06 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \rightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_s = 56,44 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$$

Soit : Ls = 56.44cm

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 56,44 = 22,57 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit un crochet de 22 cm.}$$

f. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

g. espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$S_t \leq S_{t\max} = \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7 ; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit S_t = 29cm

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = 8.75 \text{ cm. Soit : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

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

Remarque : Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales (art :5.1,22/BAEL91).**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ du BAEL} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.6.9. Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 99.57 \text{ KN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 78.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -27.63 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- ❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 6.028}{25 \times 33} = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 25.32 \Rightarrow K = \frac{1}{25.32} = 0.039 \\ \beta_1 = 0.876 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{27.63 \times 10^3}{0.876 \times 33 \times 6.028} = 174.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.039 \times 174.25 = 6.79 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 12.057}{25 \times 33} = 1.46 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 16.45 \Rightarrow \kappa = 0.06 \\ \beta_1 = 0.841 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{78.28 \times 10^3}{0.841 \times 33 \times 12.057} = 233.94 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.06 \times 233.94 = 14.036 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0.095 > \frac{78.28}{10(92.09)} = 0.085 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{12.057}{25 \times 33} = 0.014 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc il y a lieu de vérifier la flèche.

- **Vérification de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} \quad \Leftrightarrow (1)$$

Avec :

- $E_v = 10818,865 \text{ MPA} \rightarrow$ module de déformation différée

- $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + u \lambda_v}$

Calcul des coefficients de : I_{fv}

- $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho_1}$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 12.057}{25 \times 33} = 1.46$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{35}{25}\right) 1.46} = 0,00464$$

- $u = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] \quad \text{Avec } \rho = \frac{A_{st}}{b.d} = \frac{12.057}{33 \times 25} = 0,0146$

$$\sigma_s = 174.25 \text{ MPA}$$

$$u = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0146 \times 174.25 + 2,1} \right] = 0,299$$

- $I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_s (V_1 - c)^2$

- **Position du centre de gravité :**

Le centre de gravité est déterminé, en prenant les moments Statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{\frac{25 \times 35^2}{2} + 6 \times 12.057 \times (35 - 33)}{(25 \times 35) + (6 \times 12.057)} = 16.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 16.32 = 18.68 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} ((16.32)^3 + (18.68)^3) + 15 \times 12.057 \times (16.32 - 3)^2$$

$$I_0 = 122628.99 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc: } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + u \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 122628.99 \times 10^{-8}}{1 + 0,299 \times 0,00464}$$

$$I_{fv} = 0.00134 \text{ cm}^4$$

$$(1) \Leftrightarrow f_v = \frac{78.28 \times (3.7)^2 \times 10^{-3}}{4 \times 10818,866 \times 0.00134} = 0.018 \text{ m}$$

$$f_v = 0.018 \text{ m} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.74 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis : 3 HA16 = 6.03cm².**
- **Travée : 3 HA16 (filante) + 3HA16 (chapeaux) = 12.057cm².**
- **Armature transversales: 4 HA8 =2.01cm²**

Avec :

St=15 cm en zone courante (l'espacement des armatures transversales).

St=7 cm en zone nodale (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.7) Etude de la salle machine :

III.7.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu, de surface égale à $(1.1 \times 2.20 = 2.42 \text{ m}^2)$ et d'une vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

III.7.2) Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{110}{30} = 3.67 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

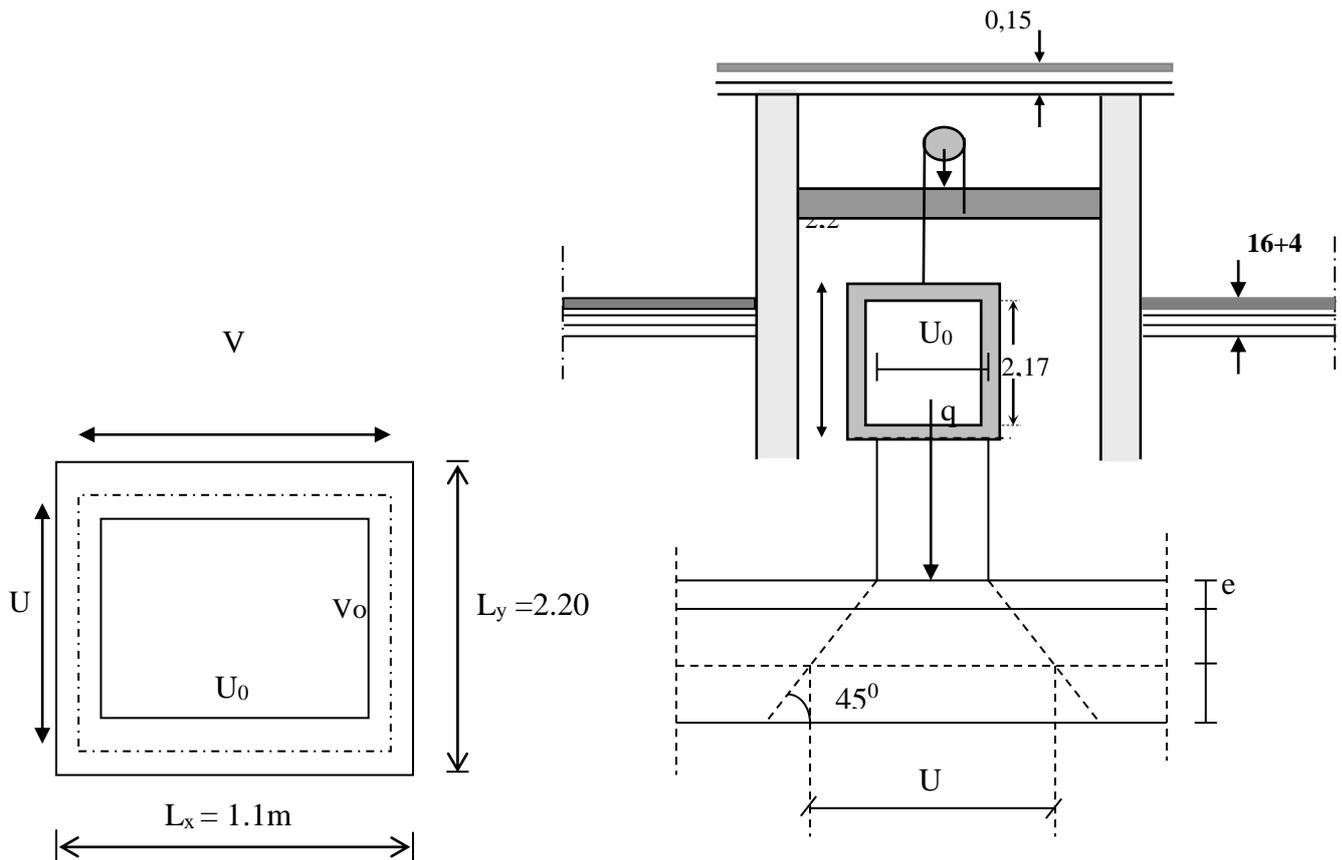


Fig.7.1 : schéma statique de la salle machine.

La dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s’effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + k.e + h_t \\ V = V_0 + k.e + h_t \end{cases}$$

avec :

h_t : épaisseur de la dalle ($h_t = 15\text{cm}$)

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

$U_0 ; V_0$: côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80\text{cm}$).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

D’où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{2.20} = 0.5 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = q_u (vM_1 + M_2)$$

v : coefficient de poisson ; à l’ELU $v = 0$, et à l’ELS $v = 0,2$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.10} = 0.95$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.20} = 0.5$$

Après interpolation : $M_1 = 0.078, M_2 = 0.0255$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU : } M_{x1} &= q M_1 \\ M_{y1} &= q M_2 \end{aligned}$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.078 = 9.477 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.0255 = 3.10 \text{ KN/m}$$

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

$$\rho = 0,5 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,5 \Rightarrow \mu_x = 0,0946$$

$$\mu_y = 0,250$$

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

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

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0946 \times 8.0475 \times (1.1)^2 = 0.921 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.250 \times 0.921 = 0.23 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.398 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.33 \text{ KN.m}$$

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

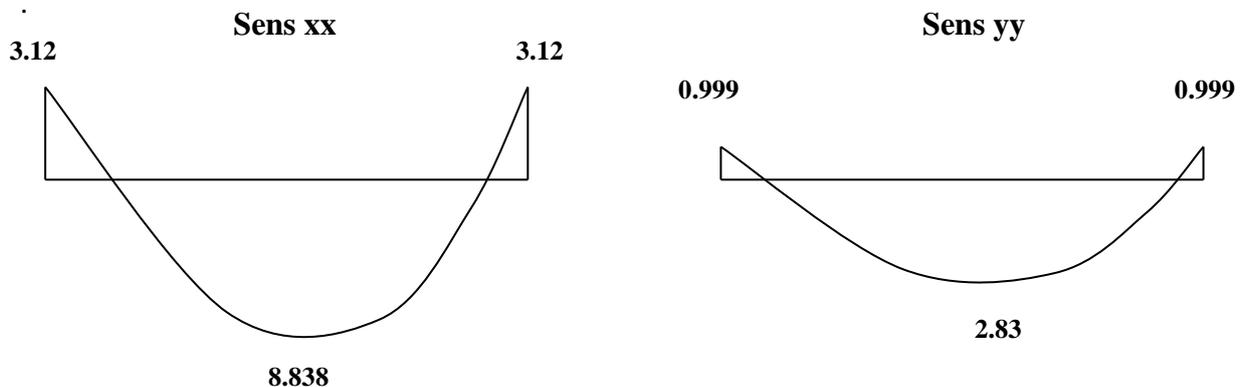
$$M_{xt} = 0.85M_x = 8.838 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_y = 2.83 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_x = -3.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_y = -0.999 \text{ KN.m}$$



III.7.3. Calcul de la section d'armature :

a) Sens x-x :

- En travée : **Fig III.7.2 : Les moments dans les 02 sens**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.838 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.038 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.838 \cdot 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.12 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a : $\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.12 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.694 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sens y-y :

- **En travée :**

$$\text{Calcul du moment réduit } \mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

On a : $\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{2.83 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.629 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.999 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

On a : $\mu_b = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ SSA

$$\mu_b = 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{0.999 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.221 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7.4) Vérification à l'ELU :

a) Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) < \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm}) < \min(60 \text{ cm}, 45 \text{ cm})$

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

c) Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.5)}{2} \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$)

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

d) Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}.$$

$$N_u = 121.5 \leq 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}.$$

Au milieu de

$$V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7 \text{ KN/m}^2 = 0.29 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

Alors aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.7.5) calcul a l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

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

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

Avec : $q_s = G = 90 \text{ KN}.$

$$v = 0.2.$$

Donc : $M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.078 + 0.2 \times 0.0255) = 7.479 \text{ KN.m}$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.0255 + 0.2 \times 0.078) = 3.699 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml}.$$

$$\rho = 0.5 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0946 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0946 \times 5.85 (1.1)^2 = 0.669 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.250 \times 0.669 = 0.167 \text{ KN.m}.$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.479 + 0.669 = 8.148 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.699 + 0.167 = 3.866 \text{ KN.m}.$$

- **Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

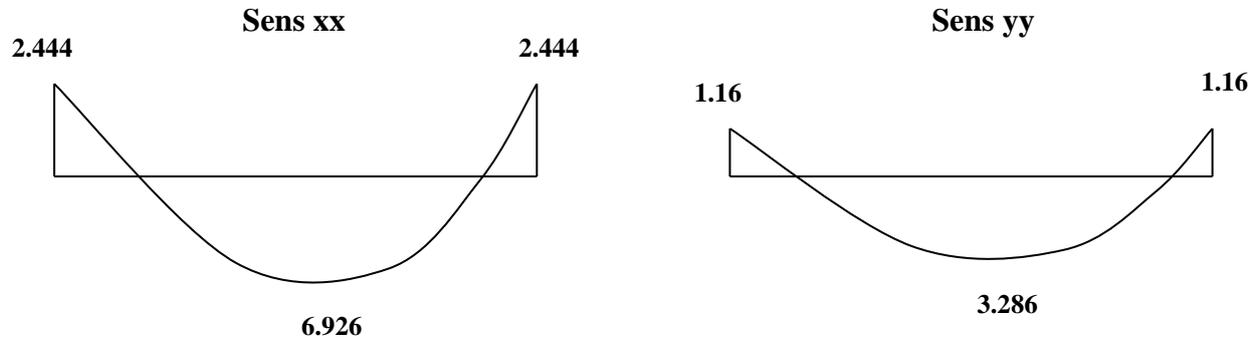
$$M_{xt} = 0.85M_x = 6.926 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_y = 3.286 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -2.444 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -1.16 \text{ KN.m}$$



III.7.6) Ferrailage

Fig III.7.3 : Les moments dans les 02 sens

- Sens x-x :

Aux appuis :

$$M_a = 2.444 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{2.444 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0.995.$$

$$A_a = \frac{M_a}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{2.444 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.543 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8=2.01cm²

En travée :

$$M_t = 6.926 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{6.926 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{6.926 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1.552 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10=3.14 cm²

- Sens y-y :

Aux appuis :

$$M_a = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{1.16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,9975$$

$$A_a = \frac{M_a}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{1.16 \times 10^3}{0,9975 \times 13 \times 348} = 0.257 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_t = 3.286 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.286 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,993$$

$$At = \frac{Mt}{bdf_c / \gamma_s} = \frac{3.286 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2.$$

Conclusion:

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisant.

III7.7) Vérification à L'ELS :**a) Contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x :(sens le plus défavorable).

Aux appuis : $Ma = 2.444 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2.444 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 99.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 99.93 = 1.60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $Mt = 6.926 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{6.926 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 184.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 184.23 = 3.685 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque : les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

III-7-8) Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

Ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens

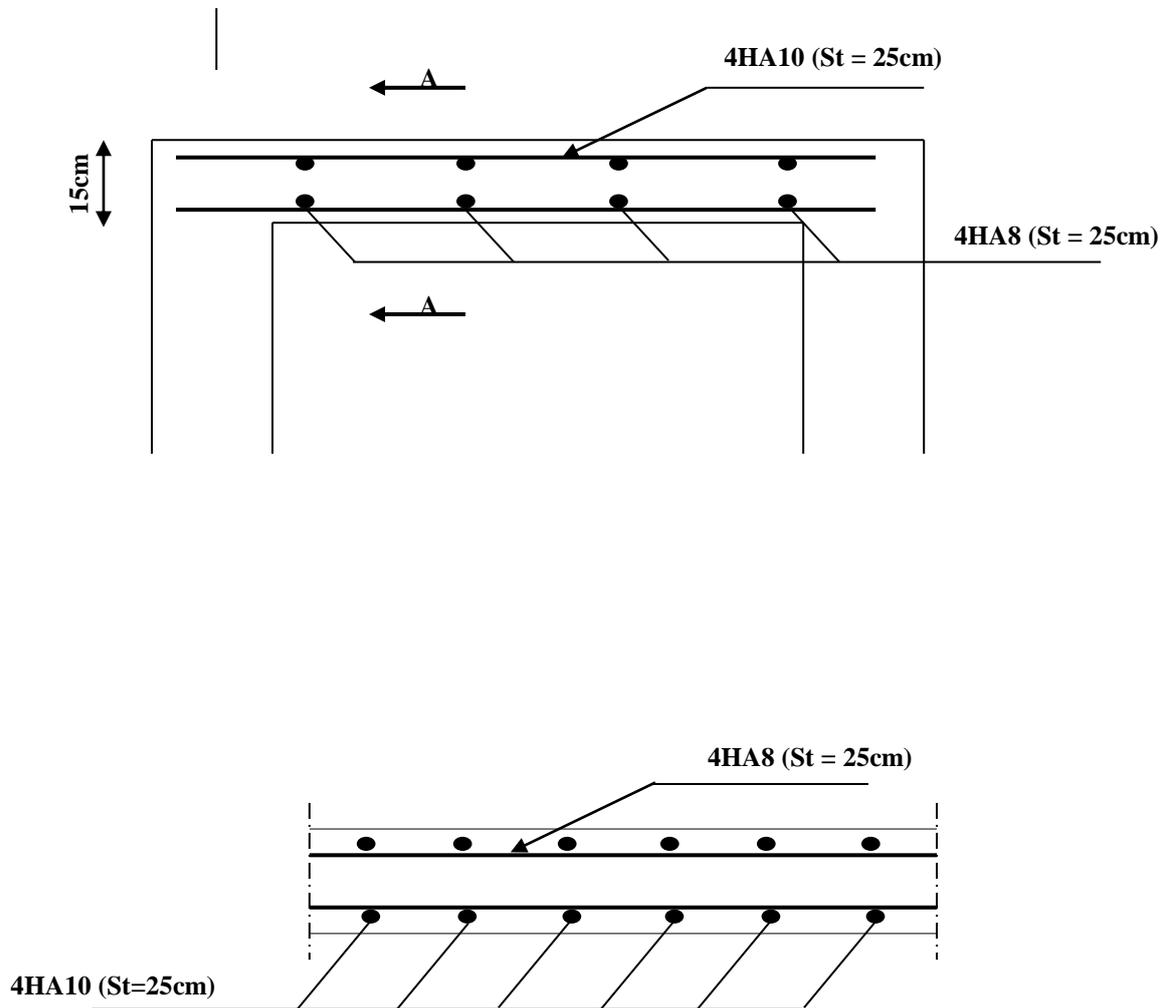


Fig III.7.5 : Coupe A-A

CHAPITRE IV :

MODELISATION

ET

VERIFICATION DE

LA

STRUCTURE

V.1. Modélisation :

V.1.1 Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.1**

V.1.2. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.1.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle;
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisées ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003 qui dépend de :

- Coefficient d'accélération de zone **A**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : } \Pi_a \\ \text{Groupe d'usage : } 2 \end{array} \right\} \quad \mathbf{A = 0.15}$$

- Coefficient de comportement **R = 5** (contreventement mixte)

- Coefficient d'amortissement **ξ : 10 %**

- SITE : **2 (ferme)**

- Le facteur de qualité **Q**

6. Définition de la charge sismique E ;
7. Chargement des éléments ;
8. Introduction des combinaisons d'actions ;

Combinaisons aux états limites:

$$\text{ELU: } 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

Combinaisons accidentelle du RPA

$$\text{GQE: } G+Q+E$$

$$\text{08GE: } 0.8G+E$$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

V.2. Vérification des conditions du RPA :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.4. La méthode modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales, et ceci dans le but de connaître son comportement sous l'effet d'un chargement de la méthode.

V.4.1 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

| Mode | Période | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|-------|
| 1 | 0,833381 | 76,6165 | 0,0337 | 0 | 76,6165 | 0,0337 | 0 |
| 2 | 0,626753 | 0,0716 | 70,0777 | 0 | 76,6881 | 70,1114 | 0 |
| 3 | 0,520954 | 0,1502 | 1,9098 | 0 | 76,8383 | 72,0213 | 0 |
| 4 | 0,23393 | 13,2149 | 0,002 | 0 | 90,0531 | 72,0233 | 0 |
| 5 | 0,147952 | 0,0016 | 17,3183 | 0 | 90,0547 | 89,3416 | 0 |
| 6 | 0,130433 | 0,0161 | 0,8635 | 0 | 90,0708 | 90,2052 | 0 |
| 7 | 0,108205 | 4,4632 | 0 | 0 | 94,5341 | 90,2052 | 0 |
| 8 | 0,065521 | 0,0006 | 4,8005 | 0 | 94,5346 | 95,0057 | 0 |
| 9 | 0,063587 | 2,3028 | 0,0017 | 0 | 96,8374 | 95,0074 | 0 |
| 10 | 0,0579 | 0,0004 | 0,55 | 0 | 96,8378 | 95,5574 | 0 |
| 11 | 0,043306 | 1,5678 | 0,0005 | 0 | 98,4056 | 95,558 | 0 |
| 12 | 0,040539 | 0,0004 | 2,0906 | 0 | 98,4061 | 97,6486 | 0 |

Tableau V.1 : participation massique

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante à partir du mode 4

Tel que : **(90.0531 ≥ 90%).**

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante à partir du mode 5

Tel que : **(90.205 ≥ 90%).**

V.4.2 Vérification des 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 :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{(formule 4-19 de RPA)}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99).}$$

| Etage | H | $\delta_y(m)$ | $\delta_x(m)$ | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ | 1%h | Condition |
|----------|------|---------------|---------------|--------------------------------------|--------|-----------|
| ETG7 | 3,06 | 0,0087 | 0,0130 | 0,0018 | 0,0306 | C V |
| ETG6 | 3,06 | 0,0076 | 0,0112 | 0,0012 | 0,0306 | C V |
| ETG5 | 3,06 | 0,0064 | 0,0100 | 0,0010 | 0,0306 | C V |
| ETG4 | 3,06 | 0,0051 | 0,0090 | 0,0018 | 0,0306 | C V |
| ETG3 | 3,06 | 0,0042 | 0,0072 | 0,0016 | 0,0306 | C V |
| ETG2 | 3,06 | 0,0033 | 0,0053 | 0,009 | 0,0306 | C V |
| ETG1 | 3,06 | 0,0021 | 0,0044 | 0,0018 | 0,0306 | C V |
| RDC | 4,08 | 0,0012 | 0,0026 | 0,0019 | 0,0408 | C V |
| SOUS-SOL | 4,08 | 0,0004 | 0,0008 | 0,0008 | 0,0408 | C V |

Tableau V.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

V.4.3. Déplacement maximal :

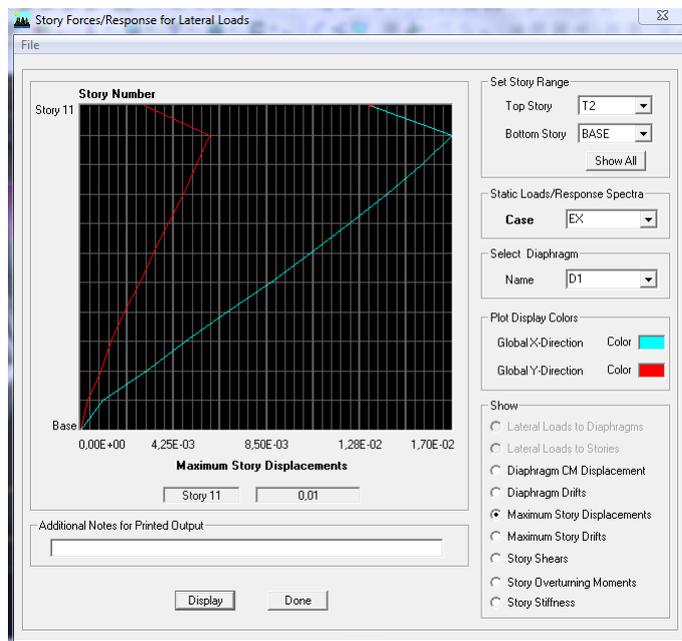
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : **f** : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

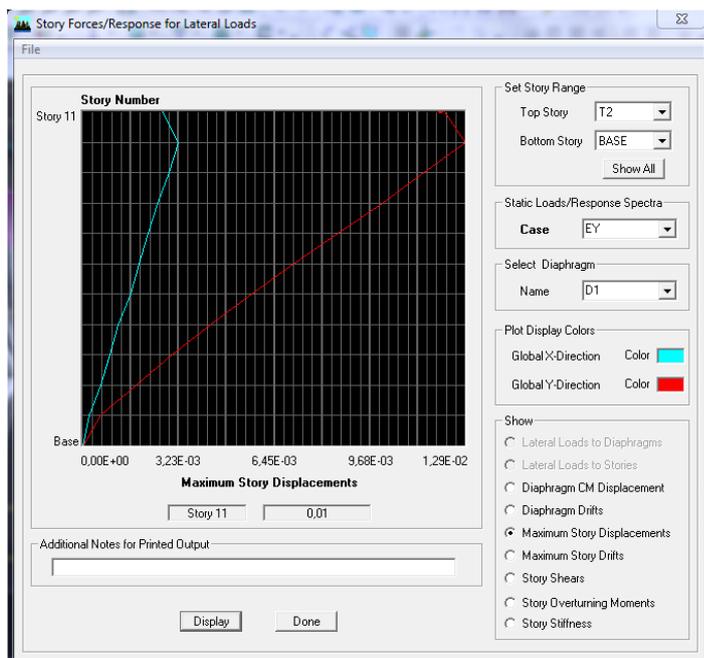
- **Suivant Ex :**



FigV.1 : Déplacement maximal dans le sens (xx).

$$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{30.18}{500} = 0.06 \text{ m} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant Ey :**



FigV.2 : Déplacement maximal dans le sens (yy).

$$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{30.18}{500} = 0.06\text{m} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

V.4.4. Vérification de l'excentricité : D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7)

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x :

| ETAGE | Diaphragm | XCM | XCR | $e_x = X_{cm} - X_{cr}$ | 5%LX | obs |
|---------|-----------|-------|--------|-------------------------|------|-----|
| RDC | D1 | 9,968 | 10,014 | -0,046 | 0,87 | c v |
| ETAGE1 | D2 | 9,971 | 10,661 | -0,69 | 0,87 | c v |
| ETAGE2 | D3 | 9,961 | 10,53 | -0,569 | 0,87 | c v |
| ETAGE3 | D4 | 9,962 | 10,484 | -0,522 | 0,87 | c v |
| ETAGE4 | D5 | 9,962 | 10,476 | -0,514 | 0,87 | c v |
| ETAGE5 | D6 | 9,963 | 10,488 | -0,525 | 0,87 | c v |
| ETAGE6 | D7 | 9,963 | 10,51 | -0,547 | 0,87 | c v |
| ETAGE7 | D8 | 9,963 | 10,531 | -0,568 | 0,87 | c v |
| TERASSE | D9 | 9,921 | 10,541 | -0,62 | 0,87 | c v |

Tableau V.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x.

Sens y-y :

| Story | Diaphragm | YCM | YCR | ey= YCM- YCR | 5 % LY | obs |
|---------|-----------|-------|-------|--------------|--------|-----|
| RDC | D1 | 7,246 | 7,644 | -0,398 | 1,0675 | c v |
| ETAGE1 | D2 | 7,306 | 7,523 | -0,217 | 1,0675 | c v |
| ETAGE2 | D3 | 7,312 | 7,584 | -0,272 | 1,0675 | c v |
| ETAGE3 | D4 | 7,319 | 7,651 | -0,332 | 1,0675 | c v |
| ETAGE4 | D5 | 7,319 | 7,704 | -0,385 | 1,0675 | c v |
| ETAGE5 | D6 | 7,326 | 7,746 | -0,42 | 1,0675 | c v |
| ETAGE6 | D7 | 7,332 | 7,784 | -0,452 | 1,0675 | c v |
| ETAGE7 | D8 | 7,332 | 7,815 | -0,483 | 1,0675 | c v |
| TERASSE | D9 | 7,144 | 7,842 | -0,698 | 1,0675 | c v |

Tableau V.4 : vérification de l'excentricité suivant y-y.

V.4.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

| Critère q | observé | P _q |
|--|---------|----------------|
| 1. condition minimal sur les files de contreventement. | NON | 0.05 |
| 2. redondance en plan. | NON | 0.05 |
| 3. régularité en plan. | NON | 0.05 |
| 4. régularité en élévation. | OUI | 0 |
| 5-contrôle de la qualité des matériaux | OUI | 0 |
| 6- contrôle de la qualité de l'exécution | OUI | 0 |
| | | Q = 1.15 |

Tableau IV.5 : facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \gg \gg 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

D'où : $\xi = 10 \%$ $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \gg \gg 0.7$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 $C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

sens x-x : $L_x = 17.40 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times 30.18^{3/4} = 0.643 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 30.18}{\sqrt{17.40}} = 0.65 \text{ s}$$

$$T = \min (0.65 ; 0.64) = 0.64 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.61$$

- Sens y-y : $L_y = 21.35 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times 30.18^{3/4} = 0.64 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 30.18}{\sqrt{21.35}} = 0.587 \text{ s}$$

$$T = \min(0.64 ; 0.58) = 0.58 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.72$$

| | Sens x-x : | Sens y-y : |
|---|-------------|-------------|
| A | 0.15 | 0.15 |
| R | 5 | 5 |
| Q | 1.15 | 1.15 |
| D | 1.61 | 1.72 |
| W | 49847.72 KN | 49847.72 KN |

V.4.6. Calcul de l'effort tranchant à la base :

| Sens | V _{calculé} (KN) | 0.8 x V _{calculé} | V _{ETABS} | condition |
|------|---------------------------|----------------------------|--------------------|-----------|
| x-x | 2768.79 | 2215.032 | 2402.65 | CV |
| y-y | 2957.96 | 2366.368 | 2510.82 | CV |

V.4.7. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) 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 » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

• Sens x-x :

| ETAGE | P | H(m) | D_x | V_x | Θ_x |
|----------|----------|------|--------|----------|------------|
| ETAGE7 | 5431,17 | 3,06 | 0,0011 | 345,344 | 0,00565344 |
| ETAGE6 | 10731,26 | 3,06 | 0,0013 | 673,026 | 0,00677393 |
| ETAGE5 | 16031,36 | 3,06 | 0,0013 | 947,953 | 0,00718465 |
| ETAGE4 | 21445,25 | 3,06 | 0,0012 | 1184,108 | 0,00710231 |
| ETAGE3 | 26859,15 | 3,06 | 0,009 | 1378,929 | 0,05728903 |
| ETAGE2 | 32273,04 | 3,06 | 0,0012 | 1527,872 | 0,00828348 |
| ETAGE1 | 37814,11 | 3,06 | 0,0009 | 1632,569 | 0,00681245 |
| RDC | 43777,46 | 4,08 | 0,0008 | 1695,055 | 0,00506403 |
| SOUS-SOL | 49847,72 | 4,08 | 0,0004 | 1727,472 | 0,00282901 |

Tableau V.7: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x

• Sens y-y :

| ETAGE | P | H(m) | $\Delta_y(m)$ | v_y | θ |
|----------|----------|------|---------------|----------|------------|
| ETAGE7 | 5431,17 | 3,06 | 0,0011 | 337,666 | 0,00214762 |
| ETAGE6 | 10731,26 | 3,06 | 0,0012 | 647,881 | 0,00505 |
| ETAGE5 | 16031,36 | 3,06 | 0,0011 | 898,689 | 0,0063392 |
| ETAGE4 | 21445,25 | 3,06 | 0,0012 | 1107,071 | 0,01009188 |
| ETAGE3 | 26859,15 | 3,06 | 0,0011 | 1272,938 | 0,01062078 |
| ETAGE2 | 32273,04 | 3,06 | 0,001 | 1394,925 | 0,01054675 |
| ETAGE1 | 37814,11 | 3,06 | 0,0009 | 1477,712 | 0,01000962 |
| RDC | 43777,46 | 4,08 | 0,0009 | 1525,998 | 0,00869111 |
| SOUS-SOL | 49847,72 | 4,08 | 0,0004 | 1552,006 | 0,00195481 |

Tableau V.8: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

V.4.8. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003

Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_a : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de (50x 50) :

$$N_a = 1850.03 \text{KN}$$

$$V = \frac{1850.03 \times 1000}{500 \times 500 \times 25} = 0.29 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE V :

Ferraillage

Des

Éléments

FERAILLAGE

DES

POUTRES

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ❖ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- ❖ $G+Q$à l'ELS.
- ❖ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003.
- ❖ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

1) Pourcentage total minimum :

$A_{min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (30x40) : $A_{min} = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 35) : $A_{min} = 0.005 (30 \times 35) = 5,25 \text{cm}^2$

2) Pourcentage total maximum :

$A_{max} = 4\%$ (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) → En zone de recouvrement.

Poutres principales (30 x 40) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{cm}^2$

Poutres secondaire (30x 35) :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 35) = 42 \text{cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 35) = 63 \text{cm}^2$

Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

3) La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone II a).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de 3.

B)-Armatures transversales :

La quantité d'armatures minimales et données par : $A_{min} = 0.003 .St .b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$St = \min (h/4 ; 12 \phi) = 10 \text{cm}$ en zone nodale.

$St \leq h/2 = 20 \text{cm}$ en dehors de la zone nodale (courante).

ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Etapes de calcul de ferrailage :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

2) -Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

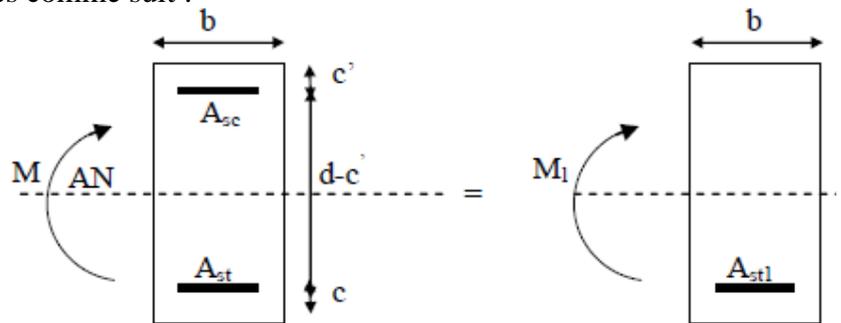
Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : μ ≤ μ_l ⇒ Section simplement armée (S.S.A).

-Les armatures tendues sont calculés comme suit :

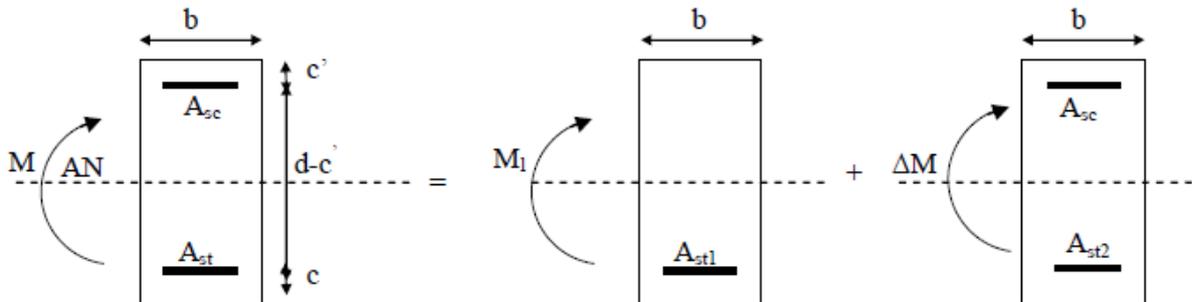
$$A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : ⇒ **A_{sc}=0.**

2ème cas : μ ≥ μ_l ⇒ Section doublement armée (S.D.A)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

Ast1, Ast2 : Armatures tendus.

Asc. : Armatures comprimées.

$$M = M_L + \Delta M$$

Le Ferrailage :

A) Ferrailage des poutres principales :

Poutres principales en travée :

| NIV | COM B | M (KN) | μ | OBS | β | A _s calculée (Cm ²) | A min RPA (cm ²) | ferrailage adoptée | |
|----------|-----------|-----------|-------|-------|---------|--|---------------------------------------|--------------------|--------------------------|
| | | | | | | | | choix | A _s adopté |
| 7 | 0,8GE | 68,983 | 0,059 | S.S.A | 0,970 | 5,44 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| 6 | 0,8GE | 79,78 | 0,070 | S.S.A | 0,964 | 6,33 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| 5 | 0,8GE | 92,329 | 0,080 | S.S.A | 0,958 | 7,38 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| 4 | 0,8GE | 102,411 | 0,088 | S.S.A | 0,954 | 8,22 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| 3 | 0,8GE | 108,794 | 0,094 | S.S.A | 0,951 | 8,76 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| 2 | 0,8GE | 112,037 | 0,097 | S.S.A | 0,948 | 9,05 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| 1 | 0,8GE | 106,807 | 0,092 | S.S.A | 0,952 | 8,60 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| RDC | 0,8GE | 92,203 | 0,079 | S.S.A | 0,959 | 7,36 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |
| Sous-sol | 0,8G E | 68,08 | 0,058 | S.S.A | 0,970 | 5,37 | 6 | 3HA16+3HA14 | 10,65 |

- Poutres principale en appuis :

| NIV | CO MB | M (KN) | μ | OBS | β | A _s Max (Cm ²) | A min RPA (cm ²) | ferrailage adoptée | |
|----------|-----------|-------------|-------|-------|------------|---|------------------------------------|--------------------|-----------------------|
| | | | | | | | | choix | A _s adopté |
| 7 | ELU | 135,0 17 | 0,225 | S.S.A | 0,870 | 11,89 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| 6 | ELU | 129,5 33 | 0,216 | S.S.A | 0,877 | 11,88 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| 5 | GQE | 124,8 99 | 0,136 | S.S.A | 0,927 | 10,32 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| 4 | GQE | 132,4 91 | 0,144 | S.S.A | 0,922 | 11,01 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| 3 | GQE | 132,3 11 | 0,144 | S.S.A | 0,922 | 10,99 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| 2 | GQE | 129,3 99 | 0,141 | S.S.A | 0,923 1 | 10,74 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| 1 | GQE | 120,2 58 | 0,132 | S.S.A | 0,929 | 9,92 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| RDC | 0,8G E | 98,19 2 | 0,107 | S.S.A | 0,943 5 | 7,97 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |
| SOUS-SOL | GQE | 65,92 9 | 0,072 | S.S.A | 0,936 | 5,39 | 6 | 3HA16+3HA16 | 12 ,06 |

B) Ferrailage des poutres secondaire :

- Armatures en travée :

| NIV | COMB | M (KN) | μ | OBS | β | A _s calculée (Cm ²) | A min RPA (cm ²) | ferrailage adoptée | |
|----------|-------|-----------|-----------|-------|---------|--|------------------------------------|--------------------|--------------------------|
| | | | | | | | | choix | A _s adopté |
| 7 | GQE | 48,54 | 0,0 70 | S.S.A | 0,964 | 4,45 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| 6 | GQE | 45,908 | 0,0 66 | S.S.A | 0,966 | 4,20 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| 5 | GQE | 47,388 | 0,0 68 | S.S.A | 0,965 | 4,34 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| 4 | GQE | 47,85 | 0,0 70 | S.S.A | 0,964 | 4,38 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| 3 | GQE | 43,128 | 0,0 62 | S.S.A | 0,968 | 3,94 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| 2 | GQE | 39,648 | 0,0 57 | S.S.A | 0,970 | 3,61 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| 1 | 0,8GE | 37,45 | 0,0 54 | S.S.A | 0,972 | 3,41 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| RDC | 0,8GE | 32,358 | 0,0 46 | S.S.A | 0,976 | 2,94 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |
| SOUS-SOL | 0,8GE | 25,683 | 0,0 37 | S.S.A | 0,981 | 2,32 | 5,25 | 3HA12+3HA12 | 6,78 |

- Armatures aux appuis :

| NIV | comb | M (KN) | μ | obs | β | A _s Calculée | A min | ferrailage adoptée |
|-----|------|-----------|-------|-----|---------|----------------------------|----------|--------------------|
|-----|------|-----------|-------|-----|---------|----------------------------|----------|--------------------|

| | | | | | | (Cm ²) | RPA (cm ²) | choix | A _s adopté |
|----------|-----|--------|-----------|-------|-------|--------------------|---------------------------|-------------|-----------------------|
| 7 | GQE | 74,156 | 0,1 07 | S.S.A | 0,943 | 6,95 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| 6 | GQE | 72,363 | 0,1 05 | S.S.A | 0,944 | 6,77 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| 5 | GQE | 70,886 | 0,1 02 | S.S.A | 0,946 | 6,62 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| 4 | GQE | 69,405 | 0,1 00 | S.S.A | 0,947 | 6,48 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| 3 | GQE | 65,151 | 0,0 94 | S.S.A | 0,951 | 6,05 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| 2 | GQE | 62,486 | 0,0 90 | S.S.A | 0,953 | 5,80 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| 1 | ELU | 62,875 | 0,1 40 | S.S.A | 0,924 | 6,02 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| RDC | ELU | 63,320 | 0,1 41 | S.S.A | 0,923 | 6,07 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| SOUS-SOL | GQE | 39,521 | 0,0 57 | S.S.A | 0,970 | 3,20 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |

Vérifications à l'ELU:

- **Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99] :**
- **Poutres principales :**

$A_s \geq A_{min} = 0,23 b \cdot d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times 2,1 / 400 = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Poutres secondaires :**

$A_s \geq A_{min} = 0,23 b \cdot d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times 2,1 / 400 = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [ArtA.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]:

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / b \cdot d$$

Poutres principales: $\tau_u = 153,61 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,375 = 1.365 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires: $\tau_u = 25,53 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,325 = 0.262 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]:

- Contrainte tangente conventionnelle:

$\tau_u = T_u \max / b \cdot d = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ pour des fissurations peu-préjudiciables.

- Poutre principales: $\tau_u = 1.365 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Poutre secondaires : $\tau_u = 0.262 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'adhérence: [Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99]:

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s * f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

- **poutres principales** : $T_u \max = 153,61 \text{ KN}$

$A_s = 6 \text{ HA } 16$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (2 \times 1.6) = 30.144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{153,61 \times 10}{0,9 \times 37,5 \times 30,144} = 1,509 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque}$$

- **poutres secondaire** : $T_u \max = 25,53 \text{ KN}$

$A_s = 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1,2 + 1,4) = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,53 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 24,492} = 0,356 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis:

[Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]

- **Influence sur le béton :**

$$T_u < \bar{T}_U = 0,4 a b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{avec } a = 0,9 d$$

- **poutres principales :**

$$T_u \max = 153,61 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 375 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 675 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **poutres secondaire :**

$$T_u \max = 25,53 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 325 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 585 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales: [Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91]

Lorsque au droit d'un appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 d} > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale a :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 d} > 0 \quad \Rightarrow \quad A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 d} \right) > 0$$

Poutre principale :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 d} = 153,61 - \frac{131,378}{0,9 \times 0,375} = -235,66 < 0$$

Poutre secondaire :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 d} = 25,53 - \frac{18,056}{0,9 \times 0,325} = -36,20 < 0$$

Remarque :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99] :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}} = \text{avec } \tau_{se} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi 12 \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm}$$

$$\phi 14 \rightarrow l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \rightarrow l_s = 56,44 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4L_s** pour les barres à haute adhérence.

$$\phi 12 \rightarrow l_c = 16,93 \text{ cm}$$

$$\phi 14 \rightarrow l_c = 22,58 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \rightarrow l_c = 19,75 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

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

- **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

On calcul

$$\rho^1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et k .

Les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :

• **Appuis :**

| $M_{ser\ max}$ | $A_s\ (cm)^2$ | ρ_1 | β_1 | k_l | $\sigma_s\ (MPa)$ | $\sigma_{bc}\ (MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|----------------|---------------|----------|-----------|-------|-------------------|----------------------|---------------------|----------|
| 109,436 | 12,06 | 1.072 | 0.955 | 0.011 | 256,38 | 2,820 | 15 | verifiée |

• **Travée :**

| $M_{ser\ max}$ | $A_s\ (cm)^2$ | ρ_1 | β_1 | k_l | $\sigma_s\ (MPa)$ | $\sigma_{bc}\ (MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|----------------|---------------|----------|-----------|-------|-------------------|----------------------|---------------------|----------|
| 47,832 | 10,65 | 0,946 | 0,865 | 0,046 | 138,460 | 6,37 | 15 | verifiée |

Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :

• **Appuis :**

| $M_{ser\ max}$ | $A_s\ (cm)^2$ | ρ_1 | β_1 | k_l | $\sigma_s\ (MPa)$ | $\sigma_{bc}\ (MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|----------------|---------------|----------|-----------|-------|-------------------|----------------------|---------------------|----------|
| 46,282 | 8,01 | 0,821 | 0,871 | 0,043 | 204,351 | 8,787 | 15 | verifiée |

• **Travée :**

| $M_{ser\ max}$ | $A_s\ (cm)^2$ | ρ_1 | β_1 | k_l | $\sigma_s\ (MPa)$ | $\sigma_{bc}\ (MPa)$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|----------------|---------------|----------|-----------|-------|-------------------|----------------------|---------------------|----------|
| 25,894 | 6,78 | 0,695 | 0,878 | 0,038 | 133,841 | 5,086 | 15 | verifiée |

Etat limite de déformation du béton :

• **Etat limite de déformation : vérification de la flèche**

• **Poutres principales :**

$$f = \frac{L_{Max}}{500} = \frac{400}{500} = 0,800\ \text{cm}$$

La flèche développée au niveau des poutres principales doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées:

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

M₀ : moment statique avec M₀ = M_t / 0,85

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0,0910 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{l} = 0,910 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{47,832}{10 \times 56,273} = 0,085 \Rightarrow$ condition vérifiée
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{10,65}{30 \times 37,5} = 0,0094 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion : la flèche est vérifiée pour les poutres principales.

• **Poutres secondaires:**

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0,0972 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- 2) $\frac{h}{l} = 0,0972 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,894}{10 \times 30,46} = 0,085 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion : la flèche est vérifiée pour les poutres secondaires.

• **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :
- A $\frac{1}{5}$ 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.
- 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.
- 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 portée.

- **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des aciers transversaux :**

- **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l ; \frac{b}{10}) = (400 / 35 ; 1,6 ; \frac{30}{10}) = (11,43 ; 16 ; 30) = 11,43 \text{ cm}$$

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

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l ; \frac{b}{10}) = (350 / 35 ; 12 ; \frac{30}{10}) = (1,00 ; 1,6 ; 3) = 10,00 \text{ cm} ; \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximal:**

Vérification des exigences du RPA :

- **Zone nodal** $St \leq \min (h/4 ; 12\phi_L , 30\text{cm}) \Rightarrow St \leq 10 \text{ cm}$

- ✓ Poutres principales (30 X 40) : $St = 10 \text{ cm}$ Soit $St = 10 \text{ cm}$

- ✓ Poutres secondaires (30 X 35) : $St = 8,75\text{cm}$ Soit $St = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante** $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

- ✓ Poutres principales de (30 X 40) : $St = 15 \text{ cm}$ Soit $St = 15 \text{ cm}$.

- ✓ Poutres secondaires de (30 X 35) : $St = 17,5\text{cm}$ Soit $St = 15 \text{ cm}$.

FERAILLAGE

DES

POTEAUX

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables, en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1 Recommandations du RPA 99 modifié 2003

❖ Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à $12mm$.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $25cm$.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

POTEAX 50x50

- Le pourcentage **minimal** d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (50x50) :

$$A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Poteau (50x50) :

$$A_{\min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (50x50) :

$$A_{\min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}$$

POTEAUX 45x45

- Le pourcentage **minimal** d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (45x45) :

$$A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Poteau (45x45) :

$$A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (45x45) :

$$A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}$$

POTEAUX 40x40

- Le pourcentage **minimal** d' aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (40x40) :

$$A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Poteau (35x35) :

$$A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (40x40) :

$$A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}$$

- Les jonctions par recouvrement

Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l' aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_a}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l' acier d' armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L' élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_l^{min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l^{min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $0,3 \leq g < 1$: $\rho_a = 5 \%$

- Si $1 \leq g < 3$: $\rho_a = 0,8 \%$

- $3 \leq g < 5$: Interpolation entre

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10F minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants* ($F > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.1 Calcul du ferrailage

VI.1.1 Etapes de calcul

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

- **Calcul du centre de pression : e_u**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l' une des deux conditions suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u = (d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} \quad \text{avec } M_f : \text{Moment fictif}$$

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

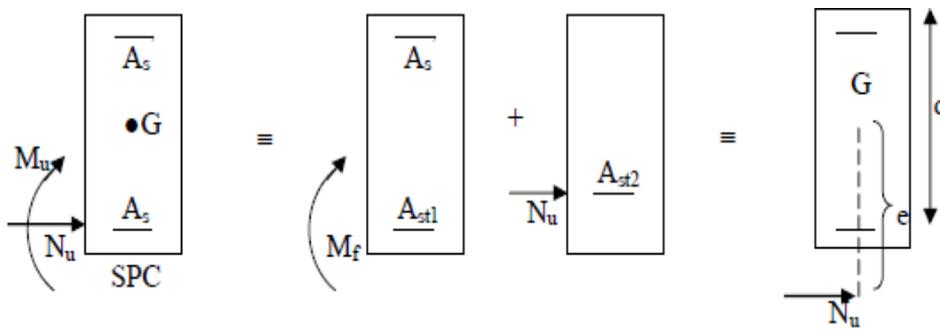


Schéma de calcul en flexion composée.

Calcul des armatures :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b x d^2 f_{bu}}$$

- Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta x d x \sigma_{st}} \quad \text{D'où la section réel est : } A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ si l'effort est négatif}$$

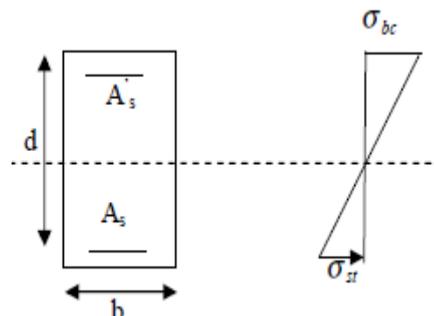
Si $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

Distribution des contraintes



Avec M_1 : moment ultime pour une section simplement armée

$$\Delta A_{stl} = \frac{M_1}{\beta_1 x d \sigma_s} \text{ et } \Delta \sigma_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = \Delta A_{sc}$; $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Si $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi bh f_{bc}}{100 \sigma_s}$; $A_s = 0$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

- Si $N_u(d - c') - M_f > \left(0,5 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$; $A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$; $A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$

Calcul des armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau si dessous :

| NIV | section | | N (KN) | M (KN. m) | OB S | A_s | A'_s | A_{min} Du RPA | A | Choix des barres |
|-------------|---------|------------|---------|-----------------|---------|--------------------|--------------------|------------------------|--------------------|------------------------|
| | | | | | | (Cm ²) | (Cm ²) | (Cm ²) | (Cm ²) | |
| S sol, | 50x50 | N_{max-} | -464,78 | 2,32 | SEC | 0 | 0 | 16,2 | 20.60 | 4HA20+4HA16 |
| RDC | | M_{cor} | | | | | | | | |
| Et 1 | | N_{min-} | -119,69 | -1,52 | SPC | 0 | 0 | 16,2 | 20.60 | |
| | | M_{cor} | | | | | | | | |
| | | M_{max-} | -635,2 | -26,34 | SPC | 0 | 0 | 16,2 | 20.60 | 4HA20+4HA16 |
| | | N_{cor} | | | | | | | | |
| 2 ,3et 4 | 45x45 | N_{max-} | -150,54 | 7,646 | SEC | 0 | 0 | 12,8 | 14 ,20 | 4HA16+4HA14 |
| | | M_{cor} | | | | | | | | |
| | | N_{min-} | -48,86 | 13,538 | SPC | 0,31 | 0 | 12,8 | 14 ,20 | |
| | | M_{cor} | | | | | | | | |
| | | M_{max-} | -159,51 | 50,194 | SPC | 1,73 | 0 | 12,8 | 14 ,20 | 4HA16+4HA14 |
| | | N_{cor} | | | | | | | | |
| 5,6et 7 | 40x40 | N_{max-} | -1388,5 | 13,227 | SEC | 0 | 0 | 9,8 | 10,68 | 4HA14+4HA12 |
| | | M_{cor} | | | | | | | | |
| | | N_{min-} | -120,76 | -9,038 | SPC | 0 | 0 | 9,8 | 10,68 | |
| | | M_{cor} | | | | | | | | |
| | | M_{max-} | -177,57 | -8,157 | SPC | 19,78 | 0 | 9,8 | 10,68 | 4HA14+4HA12 |
| | | N_{cor} | | | | | | | | |

VI) Vérifications à l'ELU :

- **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad ; \Psi_s = 1,5 \quad \Rightarrow \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L = 50 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.} \Rightarrow L = 65 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.3.2) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

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 50x50 :**

$$\tau_b = \frac{9,46}{50 \times 47,5} = 3,98 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 3,98 \times 10^{-2} \text{ MPa.} \ll \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$\tau_b = \frac{37,48}{45 \times 42,5} = 19,59 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1,00 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 19,59 \times 10^{-2} \text{ MPa} \ll \tau_{bu} = 1,00 \text{ MPa}$$

Poteaux 40x40 :

$$\tau_b = \frac{24,11}{40 \times 37,5} = 16,07 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 16,07 \times 10^{-2} \text{ MPa.} \ll \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa.}$$

Délimitation de la zone nodale :

$$\hat{L} = 2 \times \hat{h} \quad \hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}; \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

b_1, e, h_1 : dimensions du poteau ; h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 68, 40, 40, 60 \text{ cm} \}; \quad \text{On aura : } \hat{h} = 68 \text{ cm}$$

$$L' = 2\hat{h} = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

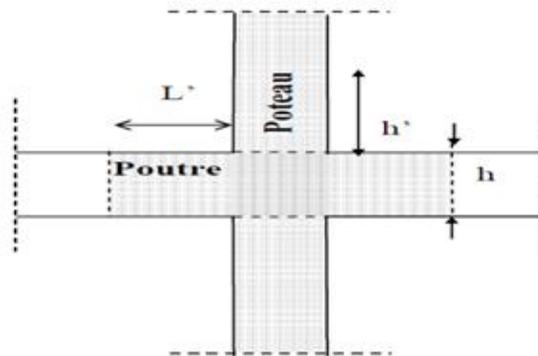


fig.vi-1-5) la zone nodale des poteaux

VI-1-10) Vérification à l'ELS:**VI-10) vérification pour le béton**

| section | Ns | Ms (KN.m) | e(m) | h/6 | Nature | σ_{sup} (MPA) | σ_{inf} (MPA) | $\bar{\sigma}_b$ (MPA) | Obs |
|--------------|---------|--------------|-----------|------|--------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------|
| 50x50 | 1797,35 | 1,743 | 0 | 7,5 | SEC | 7,786 | 7,633 | 15 | condition vérifiée |
| | 87,64 | 1,129 | 0,0128822 | 7,5 | SPC | 0,431 | 0,332 | 15 | condition vérifiée |
| | 1453,38 | 18,45 | 0,0126945 | 7,5 | SPC | 7,129 | 5,515 | 15 | condition vérifiée |
| 45x45 | 1569,58 | 5,556 | 0,0035398 | 6,67 | SEC | 8,717 | 8,059 | 15 | condition vérifiée |
| | 35,75 | 9,93 | 0,2777622 | 6,67 | SEC | 0,855 | -0,321 | 15 | condition vérifiée |
| | 105,65 | 36,297 | 0,3435589 | 6,67 | SPC | 2,991 | -1,306 | 15 | condition vérifiée |
| 40x40 | 1013,35 | 9,646 | 0,0095189 | 5,84 | SEC | 8,026 | 6,288 | 15 | condition vérifiée |
| | 93,95 | 10,409 | 0,110793 | 5,84 | SEC | 1,710 | -0,165 | 15 | condition vérifiée |
| | 625,93 | 32,118 | 0,0513124 | 5,84 | SEC | 7,613 | 1,827 | 15 | condition vérifiée |

Tableau vérification à l'ELS: vérification pour le béton

Tableau VI-11) vérification pour l'acier:

| section | Ns | Ms(KN.m) | σ_{sup} (MPa) | σ_{inf} (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Obs |
|--------------|---------|----------|----------------------|----------------------|------------------------|--------------------|
| 50x50 | 1797,35 | 1,743 | 116,662 | 114,629 | 348 | condition vérifiée |
| | 87,64 | 1,129 | 6,378 | 5,061 | 348 | condition vérifiée |
| | 1453,38 | 18,45 | 105,589 | 84,069 | 348 | condition vérifiée |
| 45x45 | 1569,58 | 5,556 | 130,141 | 121,507 | 348 | condition vérifiée |
| | 35,75 | 9,93 | 11,719 | -3,712 | 348 | condition vérifiée |
| | 105,65 | 36,297 | 40,839 | -15,566 | 348 | condition vérifiée |
| 40x40 | 1013,35 | 9,646 | 118,530 | 96,187 | 348 | condition vérifiée |
| | 93,95 | 10,409 | 23,641 | -0,470 | 348 | condition vérifiée |
| | 625,93 | 32,118 | 107,999 | 33,604 | 348 | condition vérifiée |

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Poteaux 50x50 :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 50 \times 47.5}{400} \times \left[\frac{0.01288 - 0.455 \times 0.475}{0.01288 - 0.185 \times 0.475} \right] = 7,78 \text{ cm}^2$$

Poteaux 45x45 :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 45 \times 42.5}{400} \times \left[\frac{0,3435 - 0.455 \times 0.425}{0,3435 - 0.185 \times 0.425} \right] = 6,34 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40x40:

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 40 \times 37.5}{400} \times \left[\frac{0.1107 - 0.455 \times 0.375}{0.1107 - 0.185 \times 0.375} \right] = 0,85 \text{ cm}^2$$

VI-1-11) Conclusion :**• Poteaux (50x50) cm² :**

La section totale est de **4 HA20 + 4 HA16 = 20,60 cm²** > As min = 7,78 cm².

• Poteaux (45x45) cm² :

La section totale est de **4 HA16 + 4 HA14 = 14,20 cm²** > As min = 6,34 cm².

• Poteaux (40x40) cm² :

La section totale est de **4 HA14 + 4 HA12 = 10,67 cm²** > As min = 0,85 cm².

FERAILLAGE

DES

VOILES

VI.3 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

| | |
|------------------------------------|------------|
| Selon le BAEL 91 : | 1.35G+1.5Q |
| | G+Q |
| Selon le RPA version 2003 : | G+Q±E |
| | 0.8G±E |

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** Sous-sol, RDC et 1^{er} étage
- ✓ **Zone II :** 2^{ER}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- ✓ **Zone III** 5^{eme} et 6^{eme}: 7^{eme}, étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

V.3.1 Exposé de la méthode de calcul:**1. Armature vertical :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

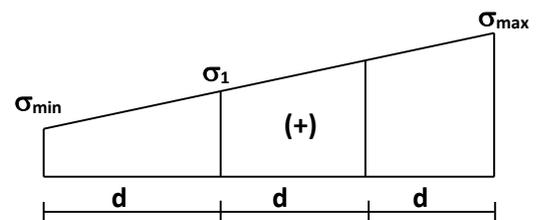
Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$



a. Section entièrement comprimée (SEC) :

σ_2

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Fig V.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.
 σ_s : contrainte de l'acier.
B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

b. Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

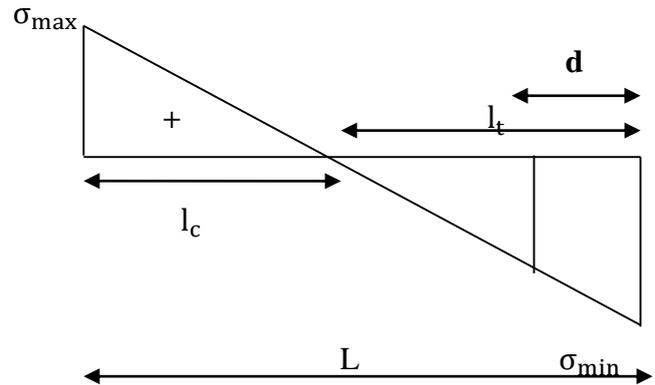


Fig V.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

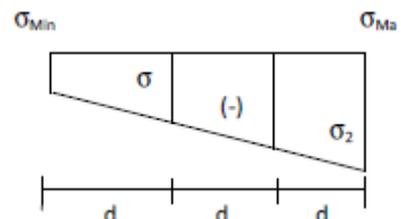
Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$



$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

Fig V.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

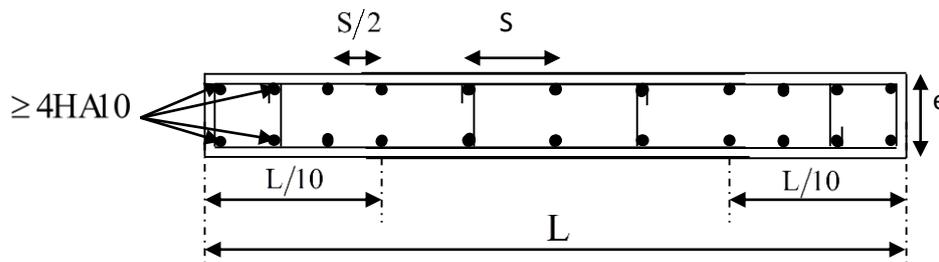


Fig V.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d: hauteur utile : $d = 0.9h$.

h: Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{ctj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec : **N_s** : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.2 Calculer le ferrailage :

| | Zone | I | II | III | |
|---|--|-----------------|----------|----------|---------|
| | L (m) | 4,80 | 4,80 | 4,80 | |
| | e (m) | 0,20 | 0,20 | 0,20 | |
| | B (m ²) | 0,96 | 0,96 | 0,96 | |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | 1800 | 1625.2 | 1346.47 | |
| | N _S (kN) | 12539.2 | 9516.9 | 6505.51 | |
| | σ _{max} (kN/m ²) | 6266.180 | 4173.91 | 2862.79 | |
| | σ _{min} (kN/m ²) | 2212.150 | 921.33 | 660.22 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | |
| | L _c | 3.55 | 3,93 | 3,9 | |
| | L _t | 1.25 | 0.87 | 1,3 | |
| | d ₁ | 0,63 | 0,43 | 0,45 | |
| | d ₂ = L _t - d ₁ | 0,63 | 0,43 | 0,45 | |
| | σ ₁ | 1106.075 | 460.665 | 330.11 | |
| | N ₁ | 207.79 | 59.97 | 44.54 | |
| | N ₂ | 69.26 | 19.99 | 14.85 | |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | 5.19 | 1.5 | 1.11 | |
| | A _{v2} /bande (cm ²) | 1.73 | 0.5 | 0.37 | |
| | A _{vj} (cm ²) | 69.3 | 62.57 | 51.84 | |
| | A' _{v1} /bande (cm ²) | 22.52 | 17.14 | 14.07 | |
| | A' _{v2} /bande (cm ²) | 19.06 | 16.14 | 13.33 | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | 6.58 | 4.56 | 4.72 | |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A' _{v1} adopté (cm ²) | 24.62 | 24.62 | 15.82 | |
| | A' _{v2} adopté (cm ²) | 21.54 | 21.54 | 13,57 | |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 2x8HA14 | 2x8HA14 | 2x7HA12 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 2x 7HA14 | 2x7 HA14 | 2x6HA12 |
| | S _t | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 8 | 8 | 8 |
| | Bande 2 | 10 | 10 | 10 | |
| Armatures horizontales | A _H (cm ²) | 14,4 | 14,4 | 14,4 | |
| | A _H adopté (cm ²) | 16.94 | 15,83 | 15,83 | |
| | choix de la section | 15HA12 | 14HA12 | 14HA12 | |
| | Espacement S _t (cm) | 25 | 20 | 20 | |
| Armatures transversales | A _t adoptées | | | | |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | τ _b | 2.917 | 2.63 | 2.182 |
| | $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ | τ _u | 2.083 | 1.881 | 1.558 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | σ _{bc} | 9.546 | 6.526 | 3.586 |

Tableau V.1 : ferrailage de voile VT1.

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
|---|--|---|----------|---------|----------|
| | L (m) | | 2.30 | 2.30 | 2,30 |
| | e (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B (m ²) | | 0.44 | 0,44 | 0,6 |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | | 154.42 | 15.07 | 62.34 |
| | N _S (kN) | | 1680.97 | 1390.6 | 1123.37 |
| | σ_{\max} (kN/m ²) | | 5780.12 | 5291.21 | 5254.62 |
| | σ_{\min} (kN/m ²) | | 2022.93 | 2860.66 | 2679.52 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | L _c | | 1.63 | 1.43 | 1.46 |
| | L _t | | 0,57 | 0,77 | 0,74 |
| | d ₁ | | 0,57 | 0,77 | 0,74 |
| | d ₂ = L _t - d ₁ | | / | / | / |
| | σ_1 | | 1011.465 | 1430.33 | 1339.76 |
| | N ₁ | | 86.53 | 165.64 | 149.31 |
| | N ₂ | | 28.84 | 55.21 | 49.77 |
| | armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 2.16 | 4.14 |
| A _{v2} /bande (cm ²) | | 0.72 | 1.38 | 1,24 | |
| A _{vj} (cm ²) | | 5.95 | 0.58 | 2.4 | |
| A' _{v1} /bande | | 3.65 | 4.29 | 4.33 | |
| A' _{v2} /bande | | 2.21 | 1.53 | 1.84 | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 2.99 | 4.05 | 3.9 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A' _{v1} adopté (cm ²) | | 11.3 | 11.3 | 11.3 |
| | A' _{v2} adopté (cm ²) | | / | / | / |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 2x5 HA12 | 2x5HA12 | 2x5 HA12 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | / | / | / |
| | S _t | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 10 | 10 | 10 |
| | Bande 2 | / | / | / | |
| Armatures horizontales | A _H (cm ²) | | 6.6 | 6.6 | 6.6 |
| | A _H adopté (cm ²) | | 13.35 | 10.21 | 10.21 |
| | choix de la section | | 17HA10 | 13HA10 | 13HA10 |
| | Espacement S _t (cm) | | 25 | 25 | 25 |
| Armatures transversales | A _t adoptées | | | | |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5$ MPa | τ_b | 0.546 | 0.053 | 0.22 |
| | $\bar{\tau}_u = 2.5$ MPa | τ_u | 0.39 | 0.038 | 0,157 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa | σ_{bc} | 3.682 | 3.046 | 2,461 |

Tableau V.2 : ferrailage de voile VT2.

| | | | | | |
|--|--|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| Caractéristiques géométriques | Zone | I | II | III | |
| | L (m) | 1 | 1 | 1 | |
| | e (m) | 0,20 | 0,20 | 0,20 | |
| | B (m²) | 0,2 | 0,2 | 0,2 | |
| Sollicitation de calcul | T(kN) | 506.99 | 444.82 | 448.16 | |
| | N_S (kN) | 2512.66 | 2000.53 | 1583.31 | |
| | σ_{max} (kN/m²) | 7212.12 | 5386.75 | 5200.21 | |
| | σ_{min} (kN/m²) | 3104.79 | 1260.3 | 2041.02 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | |
| | L_c | 0.7 | 0.81 | 0.72 | |
| | L_t | 0,3 | 0.19 | 0,28 | |
| | d₁ | 0,3 | 0.19 | 0,28 | |
| | d₂ = L_t - d₁ | / | / | / | |
| | σ₁ | / | / | / | |
| | N₁ | 93.39 | 23.9 | 57.53 | |
| | N₂ | / | / | / | |
| armatures verticales | A_{v1}/bande (cm²) | 2.33 | 0.6 | 1,44 | |
| | A_{v2}/bande (cm²) | / | / | / | |
| | A_{vj} (cm²) | 19.52 | 17.13 | 17.25 | |
| | A'_{v1}/bande | 7.21 | 4.88 | 5.75 | |
| | A'_{v2}/bande | | 4.28 | 4.31 | |
| armatures minimales | A_{min}/bande (cm²) | 3.16 | 1.99 | 2.96 | |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'_{v1} adopté (cm²) | 11.3 | 6.28 | 6.28 | |
| | A'_{v2} adopté (cm²) | / | / | / | |
| | Choix de A (cm²) | Bande 1 | 2x5HA12 | 2x4HA10 | 2x4HA10 |
| | Choix de A (cm²) | Bande 2 | / | / | / |
| | S_t | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 6 | 7 | 7 |
| | Bande 2 | / | / | / | |
| Armatures horizontales | A_H (cm²) | 3 | 3 | 3 | |
| | A_H adopté (cm²) | 12.56 | 10.99 | 10.99 | |
| | choix de la section | 16HA10 | 14HA10 | 14HA10 | |
| | Espacement S_t (cm) | 24 | 20 | 20 | |
| Armatures transversales | At adoptées | | | | |
| Vérification des contraintes | τ_b = 5 MPa | τ_b | 3.94 | 3.46 | 3.48 |
| | τ_u = 2.5 MPa | τ_u | 2.01 | 2.47 | 2.49 |
| | σ_{bc} = 15 MPa | σ_{bc} | 11.58 | 9.553 | 7.56 |

Tableau V.3 : ferrailage de voile VL1

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
|---|--|---------------|----------|----------|----------|
| | L (m) | | 4.00 | 4.00 | 4.00 |
| | e (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B (m ²) | | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| Sollicitation de calcul | T (kN) | | 796 | 545.68 | 396.6 |
| | N _S (kN) | | 4153.74 | 3151.38 | 2368.02 |
| | σ_{\max} (kN/m ²) | | 8388.47 | 5105.56 | 3554.8 |
| | σ_{\min} (kN/m ²) | | 3031.81 | 279.8 | 393.42 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | L _c | | 2.94 | 3.79 | 3.6 |
| | L _t | | 1.06 | 0,21 | 0,4 |
| | d ₁ | | 0,53 | 0,21 | 0,4 |
| | d ₂ = L _t - d ₁ | | 0.53 | / | / |
| | σ_1 | | 1515.905 | / | / |
| | N ₁ | | 241.46 | 5.81 | 15.86 |
| | N ₂ | | 80.49 | / | / |
| armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 6.04 | 0.15 | 0.39 |
| | A _{v2} /bande (cm ²) | | 2.01 | / | / |
| | A _{vj} (cm ²) | | 30.65 | 21.01 | 15.27 |
| | A' _{v1} /bande | | 13.7 | 5.4 | 4.213 |
| | A' _{v2} /bande | | 9.67 | / | / |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 5.57 | 2,18 | 4.19 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A' _{v1} adopté (cm ²) | | 15.83 | 10.99 | 10.99 |
| | A' _{v2} adopté (cm ²) | | 11.304 | / | / |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 2x7HA12 | 2x7 HA10 | 2x7 HA10 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | 2x5HA12 | / | / |
| | S _t | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 8 | 10 | 10 |
| | Bande 2 | 10 | / | / | |
| Armatures horizontales | A _H (cm ²) | | 12 | 12 | 12 |
| | A _H adopté (cm ²) | | 13.35 | 13.53 | 13.53 |
| | choix de la section | | 17HA10 | 17HA10 | 17HA10 |
| | Espacement S _t (cm) | | 22 | 16 | 16 |
| Armatures transversales | A _t adoptées | | | | |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5$ MPa | τ_b | 1,548 | 1.061 | |
| | $\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa | τ_u | 1.106 | 0.758 | |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa | σ_{bc} | 3.826 | 2.9 | |

Tableau V.4 : ferrailage de voile VL2.

| Caractéristiques géométriques | Zone | | I | II | III |
|---|--|---|---------|---------|---------|
| | L (m) | | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| | e (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B (m ²) | | 0,26 | 0,26 | 0,26 |
| Sollicitation de calcul | T (kN) | | 227.72 | 202.03 | 173.79 |
| | N _S (kN) | | 584.32 | 491.75 | 396.72 |
| | σ_{\max} (kN/m ²) | | 4535.19 | 2571.12 | 2018.53 |
| | σ_{\min} (kN/m ²) | | 1228.07 | 346.69 | 342.83 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | L _c | | 1.02 | 1.15 | 1.11 |
| | L _t | | 0.28 | 0.15 | 0.19 |
| | d ₁ | | 0.28 | 0,15 | 0,19 |
| | d ₂ = L _t - d ₁ | | / | / | / |
| | σ_1 | | / | / | / |
| | N ₁ | | 34.02 | 5.36 | 6.47 |
| | N ₂ | | / | / | / |
| | armatures verticales | A _{v1} /bande (cm ²) | | 0.85 | 0.13 |
| A _{v2} /bande (cm ²) | | / | / | / | |
| A _{vj} (cm ²) | | 8.77 | 7.78 | 6.69 | |
| A' _{v1} /bande | | 3.04 | 2.08 | 1.83 | |
| A' _{v2} /bande | | / | / | / | |
| armatures minimales | A _{min} /bande (cm ²) | | 2.91 | 1.62 | 1.98 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A' _{v1} adopté (cm ²) | | 9.04 | 9.04 | 9.04 |
| | A' _{v2} adopté (cm ²) | | / | / | / |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 1 | 2x4HA12 | 2x4HA12 | 2x4HA12 |
| | Choix de A (cm ²) | Bande 2 | / | / | / |
| | S _t | | 30 | 30 | 30 |
| | Espacement (cm) | Bande 1 | 8 | 8 | 8 |
| | Bande 2 | / | / | / | |
| Armatures horizontales | A _H (cm ²) | | 3.9 | 3.9 | 3.9 |
| | A _H adopté (cm ²) | | 12.56 | 9.42 | 9.42 |
| | choix de la section | | 16HA10 | 13HA10 | 13HA10 |
| | Espacement S _t (cm) | | 25 | 22 | 22 |
| Armatures transversales | A _t adoptées | | | | |
| Vérification des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ | τ_b | 1.362 | 1.209 | 1.04 |
| | $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ | τ_u | 0.973 | 0.863 | 0.743 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | σ_{bc} | 2.136 | 1.798 | 1.45 |

Tableau V.5 : ferrailage de voile VL3.

CHAPITRE VI :

CALCUL

DE

L'INFRASTRUCTURE

VI-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), 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 extérieures.

❖ 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 continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisés 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 ;

VI-2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

VI-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.

❖ Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

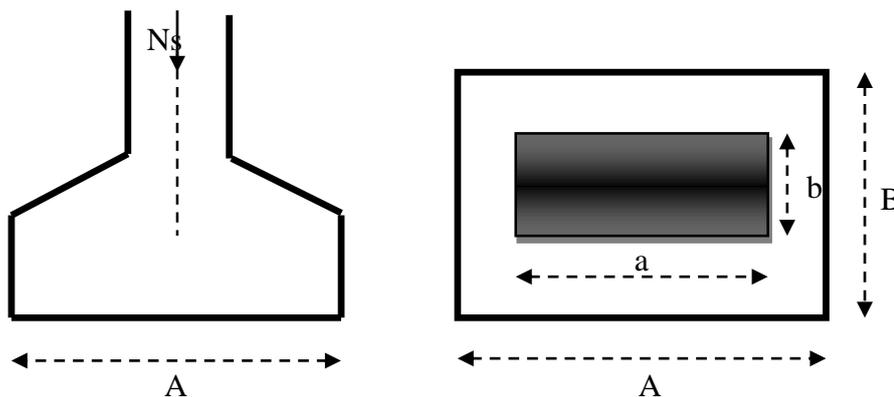
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1586.05 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.81 \text{ m}$$

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.



❖ Semelles filantes :

1) 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 ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

| Voile | N _{ser} | L (m) | B (m) | S = B x L (m ²) |
|-----------------|------------------|-------|-------|-----------------------------|
| V _{L1} | 973.36 | 1.00 | 4.86 | 4.86 |
| V _{L2} | 5181.81 | 4.00 | 6.47 | 25.90 |
| V _{L3} | 1077.64 | 1.60 | 3.36 | 5.38 |
| | | | | St = 36.14 |

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

| Voile | N _{ser} | L (m) | B (m) | S = B x L (m ²) |
|-----------------|------------------|-------|-------|-----------------------------|
| V _{T1} | 3134.80 | 4.80 | 3.26 | 15.64 |
| V _{T2} | 840.48 | 2.20 | 1.91 | 4.20 |
| | | | | St = 19.84 |

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 55.98 m²**.

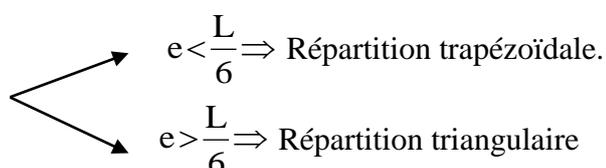
2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

c) **Application :**

| Poteaux | N _s (KN) | e _i (m) | N _s x e _i | M _i (KN.m) |
|------------|---------------------|--------------------|---------------------------------|-----------------------|
| C33 | 902,47 | -7.35 | -6633.15 | +4.589 |
| C26 | 1363,52 | -2.55 | -3476.97 | -6.379 |
| C19 | 1338,88 | +0.55 | +736.38 | +6.312 |
| C12 | 982,99 | +5.35 | +5258.99 | -7.824 |
| C5 | 1104,9 | +7.35 | +8121.01 | -2.375 |
| | 5692.76 | | Σ = -4006.265 | Σ = - 5.687 |

On a :

e = +0.70 m \implies Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{5692.76}{15.25} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (0.70)}{15.25}\right) = 270.48$$

$$q_{\max} = \frac{5692.76}{15.25} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (0.70)}{15.25}\right) = 476.10$$

$$q_{(L/4)} = \frac{5692.76}{15.25} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (0.70)}{15.25}\right) = 424.70$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{424.70}{200} = 2.12 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 2.20 \text{ m}$$

On aura donc, $S = B \times L = 2.2 \times 15.25 = 33.55.00 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 33.55 \times 7 = 234.85 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 234.85 + 52.98 = 287.83 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 20.25 \times 15.25 = 308.81 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{287.83}{308.812} = 0.93 = 93\%$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 93 %

❖ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

VI-4- Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VI-4-1- Pré dimensionnement du radier :

VI-4-1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

VI-4-1- 2 Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.96m$$

$$Hr = 100 \text{ cm}$$

VI-4-1-3 Selon la condition forfaitaire :

a) *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,60 \leq h \leq 0,96$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'après ces conditions, nous adopterons $hr = 100\text{cm}$.

b) *Sous poteaux :*

❖ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

$$\text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm}$$

Largeur :

$$0.4h_n < b_n < 0.7h_n \quad 0.4 \times 100 < b_n < 0.7 \times 100$$

$$40 < b_n < 70$$

On prend : **$b_n = 60\text{cm}$**

❖ **Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures $h_{\text{ner}} = 100 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle $h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_{\text{ner}} = 60 \text{ cm}$

Hauteur du radier $hr = 100 \text{ cm}$

VI-4-2- Détermination des efforts :

- **Charges revenant a la Superstructure :**

$$G = 18216.84 \text{ KN}$$

$$Q = 2038.23 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$L'ELU : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 27250.07 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 20255.07 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

$$L'ELU : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{27250.07}{1,33 \times 200} = 101.27 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{20255.07}{200} = 101.27 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 101.27 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 308.8125 \text{ m}^2 > S_{rad} = 101.27 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal

-Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{130}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 65 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 65 \text{ cm}$

la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = (20.25 \times 15.25) + \{ (20.25 + 1) \times 0.65 + (15.25 \times 0.65) \} \times 2 = 356.26 \text{ m}^2$$

- **Charge permanente :**

Poids de radier :

$$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle Flottante}$$

- Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 345.31 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{2589.83KN}$$

- Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = \{b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = \{0,60 \times (1.3 - 0,30) \times (20.25 \times 5 + 15.25 \times 7)\} \times 25 = \mathbf{3120KN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 345.31 \times 0.10 \times 25 = \mathbf{863.27KN}$$

- Poids de TVO:

$$PTV \text{ O} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho_b$$

$$PTV \text{ O} = (356,26 - 124.8) \times (1 - 0,1) \times 17 = \mathbf{3541.33KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{rad}} = 2589,83 + 3120 + 863,27 + 3541,33 = \mathbf{10114,43KN}$$

- **Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 2038.23KN$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 2038.23 = 10191.15KN$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 10114,43 + 18216.84 = 28331,27KN$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 10191.15 + 2038.23 = 12229.38KN$$

- **Combinaison d'actions:**

$$N_u_{\text{total}} = 1,35 \times G_{\text{tot}} + 1,5 \times Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 28331,27 + 1.5 \times 12229.38 = 56591,28KN$$

$$N_s_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 28331,27 + 12229.38 = 40560,65KN$$

VI-4-3- Vérification :

- **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1\text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{56591,28 \times 1}{356,26} \times \frac{4,80}{2} = 381,23\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{381,23}{1 \times 0,27} = 1411,98\text{ kN/m}^2 = 1,41\text{ MPa}$$

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

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

• **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

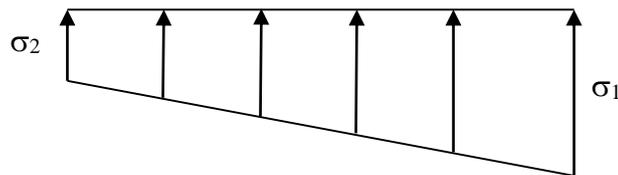
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Fig. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.125m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10.625m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 7598.67m^4$$

$$I_{yy} = 12994.18m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 46044.262 + 2044.2 \times 1 = 48088.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 38449.84 + 1746.41 \times 1 = 40196.25 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal de sous-sols :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{56591,28}{356,26} + \frac{48088,46}{12994,18} \times 8.125 = 188,90 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{56561,28}{356,26} - \frac{48088,46}{12994,18} \times 8.125 = 128,77 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 188,90 + 128,77}{4} = 173,38 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{40560,65}{356,26} + \frac{48088,46}{12994,18} \times 8.125 = 143,91 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{40560,65}{356,26} - \frac{48088,46}{12994,18} \times 8.125 = 83,78 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 143,91 + 83,78}{4} = 128,87 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens transversal du sous-sol :**
Même étapes de calcul que précédemment

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| | ELU | | | ELS | | | Obser |
|--------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|-----------|
| | σ_1 | σ_2 | σ_m | σ_1 | σ_2 | σ_m | |
| X - X | 188,90 | 128,77 | 173,38 | 143,91 | 83,78 | 128,87 | OK |
| Y - Y | 197.13 | 111.17 | 175.64 | 153.23 | 67.27 | 131.74 | OK |

VI-4-4- Ferrailage du radier :

1- Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) *1^{er} Cas :*

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) *2^{eme} Cas :*

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

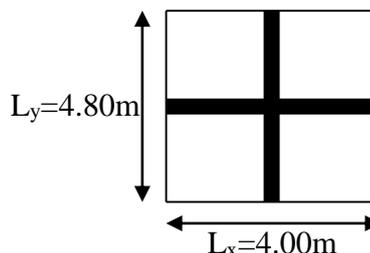
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 4.00 \text{ m} ; L_y = 4, 80 \text{ m}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.83$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 175.64 - \frac{10114,43}{356,26} = 147,24 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 131.74 - \frac{10114,43}{356,26} = 103,34 \text{ kN/m}^2$$

b) Calcul a' L ELU :

$$q_u = 147,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0531 \\ U_y = 0,649 \end{cases}$$

c) Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0531 \times 147,24 \times (4^2) = 125,09 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,649 \times 125,09 = 81,18 \text{ KN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

❖ Ferrailage dans le sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,50 \times 125,09 = -62,54 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62,54 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.063 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.063 \rightarrow \beta_u = 0.744$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{62,09 \times 10^2}{0,744 \times 27 \times 34,8} = 10,49 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA14/ml = 10.78 cm²/ml** avec un espacement de **14.5 cm**

- *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 125,09 = 93,82 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{93,82 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,091 < 0,392$$

La section est simplement armée SSA

$$\mu_u = 0,091 \rightarrow \beta = 0,726 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{93,82 \times 10^3}{0,726 \times 27 \times 348} = 13,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16 = 14.067 Cm² / ml**

Avec : **S_t = 14.5cm**

❖ **Ferrailage dans le sens y - y :**

- *Aux appuis :*

$$M_{app} = (-0,5) \times 62,54 = -32,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32,61 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0031 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0031 \rightarrow \beta = 0,908 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,61 \times 10^3}{0,908 \times 27 \times 348} = 3,82 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 17 cm**

- *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 62,54 = 48,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48,92 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0472 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,0472 \rightarrow \beta = 0,723 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{48,92 \times 10^3}{0,723 \times 25 \times 348} = 7,77 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.24 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 17 cm**

Tableau VI-2:-Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

| | sens XX | sens YY |
|-----------------------------|--|---|
| Armatures aux appuis | 7HA14/ml = 10.78 cm ² /ml St=14.5cm | 6HA12 /ml = 6.78 cm ² /ml St=17cm |
| Armatures en travées | 7HA16/ml = 14.067 cm ² /ml St=14.5cm | 6HA14/ml = 9.24 cm ² /ml St=17cm |

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VI-2- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE40

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

❖ **Sens xx**

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 130 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.83}{2} \right) = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{sa} &= 10.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.60 \text{ cm}^2 \\ A_{st} &= 14.067 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.60 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens yy :**

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0.0008 \times 30 \times 130 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{sa} &= 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \\ A_{st} &= 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

8-2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

❖ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 14.5 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8-3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2948,35}{3 \times 4,80} = 204,74 \text{KN} \quad \text{Avec : } p = q_{\text{um}} \times l_x \times l_y = 2948,35 \text{kN/m}^2$$

• Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2948,35}{2 \times 4,80 + 4} = 254,16 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{204,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,758 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}\} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,758 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

9) Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$\nu = 0,2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,0}{4,80} = 0,833 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0663 \\ \mu_y = 0,670 \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0663 \times 103,34 \times 4^2 = 109,62 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,670 \times 109,62 = 73,45 \text{KN.m}$$

• Sens x-x :

$$M_{sa} = (-0,5) \times 109,62 = -54,81 \text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 162,89 = 82,22 \text{KN.m}$$

• Sens y-y :

$$M_{sa} = (-0,5) \times 73,45 = -36,73 \text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 73,45 = 55,087 \text{KN.m}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 14,067}{100 \times 27} = 0,53$$

$$\rho_1 = 0,53 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,891$$

$$; \alpha_1 = 0,327$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,327}{15(1 - 0,327)} = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{82,22 \times 10^{-3}}{0,891 \times 0,27 \times 14,067 \times 10^{-4}} = 242,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 242,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,034 \times 242,96 = 8,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 242,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII-3. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

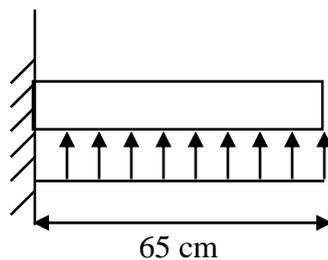


Fig VIII-5. : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

- **A l'ELU :**

$$q_u = 147,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{147,24 \times 0,65^2}{2} = -19,19 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 103,34 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{103,34 \times 0,65^2}{2} = -13,70 \text{KN.m}$$

2. Calcul des armatures

- **Armatures principales :**

$$B=1\text{m} ; d=27\text{cm} ; f_{bc}=14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,19 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,019 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{19,19 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,06 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,06 \text{cm}^2/\text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,26 \text{cm}^2 > A_s = 2,06 \text{cm}^2 \quad \text{On adopte 4 HA12} = 4,52 \text{cm}^2$$

avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4\text{HA10} = 3,14 \text{cm}^2$ avec un espacement de **20 cm/ml**.

4. Vérification à l'ELS :

- ❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,933 ; \alpha_1 = 0,201$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,201}{15(1 - 0,201)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21,10 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 185,31 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 185,31 = 3,15 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 185,31 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII-4-5-3 Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités a fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

a-1) Charge trapézoïdale

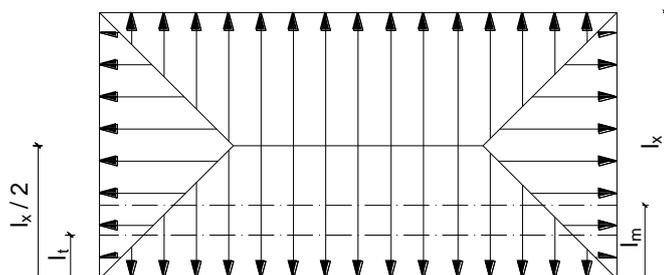


Fig VII-4 : Répartition trapézoïdale

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

a-2) Le Chargement simplifié

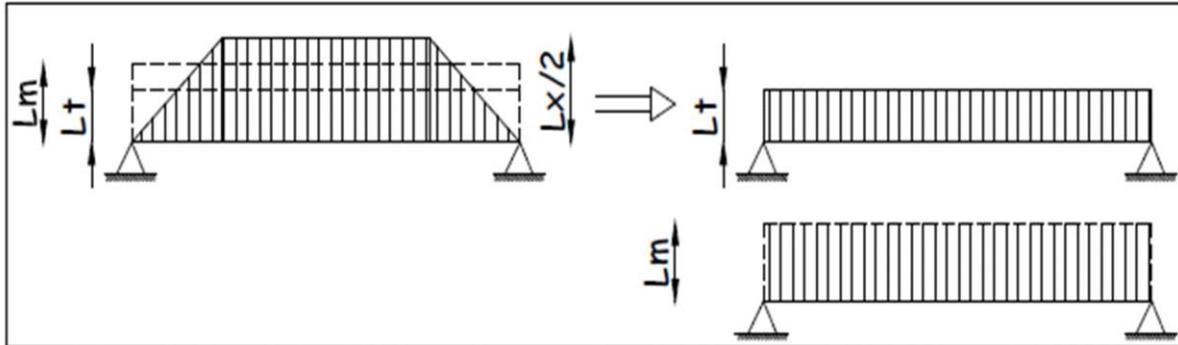
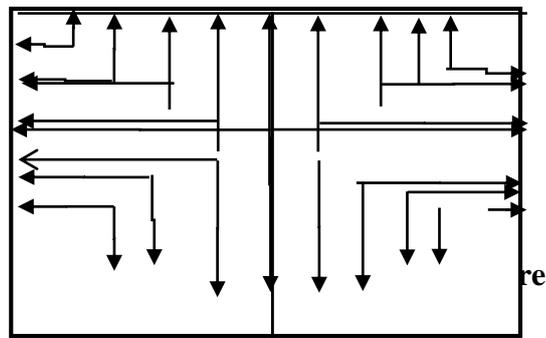


Fig VII-5 : Présentation du chargement simplifié

a-3) Charge triangulaire

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$



b) Charges à considérer

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\}$$

Pour les efforts tranchantes

Détermination des charges

❖ **ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(147,24 - \frac{10114,43}{356,26} - \frac{3120}{124,8} \right) = 167.7 \text{KN/m}^2$$

❖ **ELS**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(103,34 - \frac{10114,43}{356,26} - \frac{3120}{124,8} \right) = 116.06 \text{KN/m}^2$$

d) Calcul des charges

Pour tous les panneaux $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

d-1) Sens longitudinal

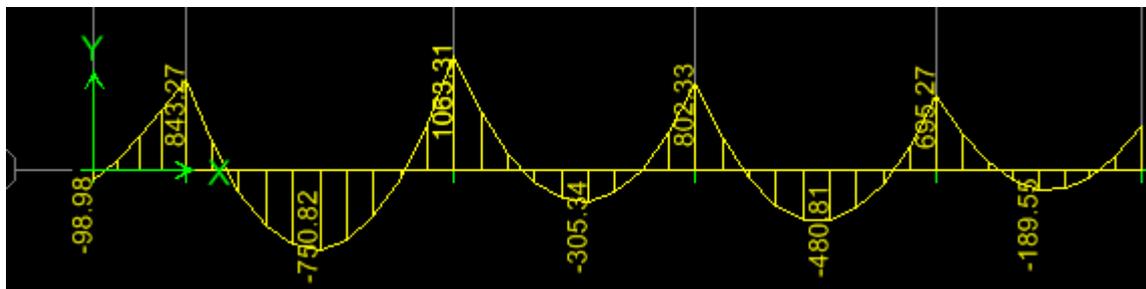
Tableau VII-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|--------|--------|------|-----|--------|--------------|-------------|------------|--------|--------|--------------------|--------------|----------------|--------------|------------------|--------------|----------------|--------------|
| travée | pannea | lx | ly | ρ | chargement | lm | Lt | qu | qs | Q _u | ΣQ_u | Q _s | ΣQ_s | Q _u | ΣQ_u | Q _s | ΣQ_s |
| 1-2 | 1 | 3,05 | 4,8 | 0,635 | triangulaire | 1,01 565 | 0,76 25 | 147,24 | 103,34 | 135,406 | 270,8 1 | 98,45 | 196,91 4 | 71.27 | 101,6 5 | 203,313 | 73,91 |
| | 2 | 3,05 | 3,1 | 0,983 | triangulaire | 1,01 565 | 0,76 25 | 147,24 | 103,34 | 135,406 | | 98,45 | | 71.27 | | | |
| 2-3 | 1 | 3,2 | 4,8 | 0,666 | triangulaire | 1,06 56 | 0,8 | 147,24 | 103,34 | 142,065 | 279,6 9 | 103,2 9 | 203,37 0 | 209.62 | 106,6 5 | 209,979 | 77,55 |
| | 2 | 3,1 | 3,2 | 0,968 | trapézoïdale | 1,03 23 | 0,77 5 | 147,24 | 103,34 | 137,626 | | 100,07 | | 209.62 | | | |
| 3-4 | 1 | 4 | 4,8 | 0,8333 | triangulaire | 1,33 2 | 1 | 147,24 | 103,34 | 177,582 | 315,2 0 | 129,1 2 | 229,19 5 | 188.66 | 133,3 2 | 236,643 | 96,94 |
| | 2 | 3,1 | 4 | 0,775 | trapézoïdale | 1,03 23 | 0,77 5 | 147,24 | 103,34 | 137,626 | | 100,07 | | 188.66 | | | |
| 4-5 | 1 | 3,2 | 4,8 | 0,666 | triangulaire | 1,06 56 | 0,8 | 147,24 | 103,34 | 142,065 | 279,6 9 | 103,2 9 | 203,37 0 | 188.66 | 106,6 56 | 209,979 | 77,55 |
| | 2 | 3,1 | 3,2 | 0,968 | trapézoïdale | 1,03 23 | 0,77 5 | 147,24 | 103,34 | 137,626 | | 100,07 | | 188.66 | | 103,3 23 | |
| 5-6 | 1 | 3,05 | 4,8 | 0,635 | triangulaire | 1,01 565 | 0,76 25 | 147,24 | 103,34 | 135,406 | 270,8 1 | 98,45 | 196,91 4 | 159.32 | 101,6 565 | 203,313 | 73,91 |
| | 2 | 3,05 | 3,1 | 0,983 | triangulaire | 1,01 565 | 0,76 25 | 147,24 | 103,34 | 135,406 | | 98,45 | | 209.62 | | | |

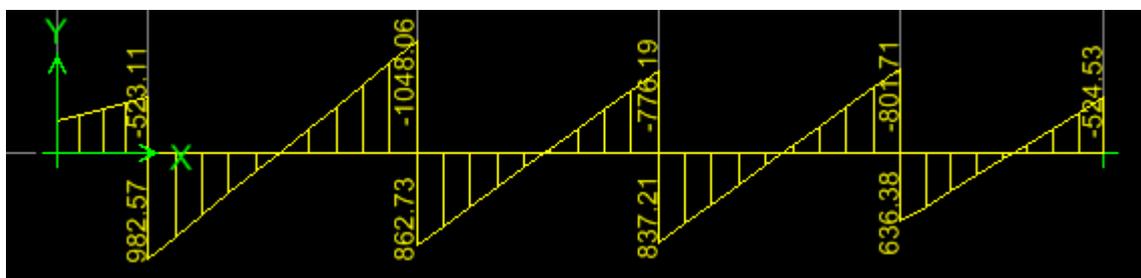
d-1-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-dessous :

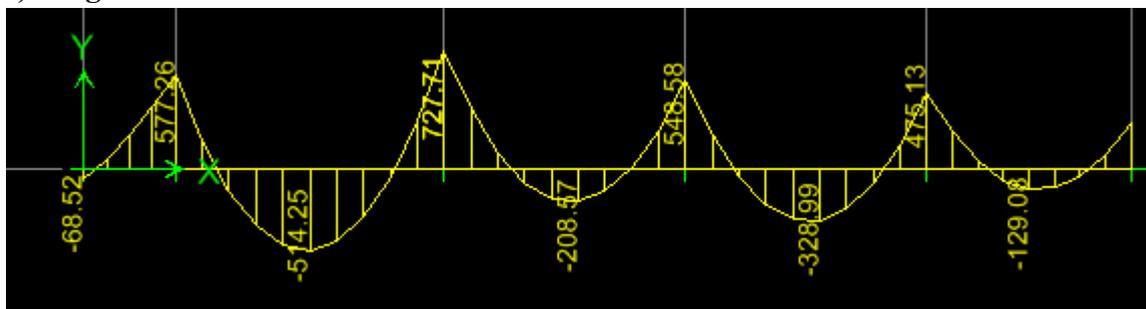
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



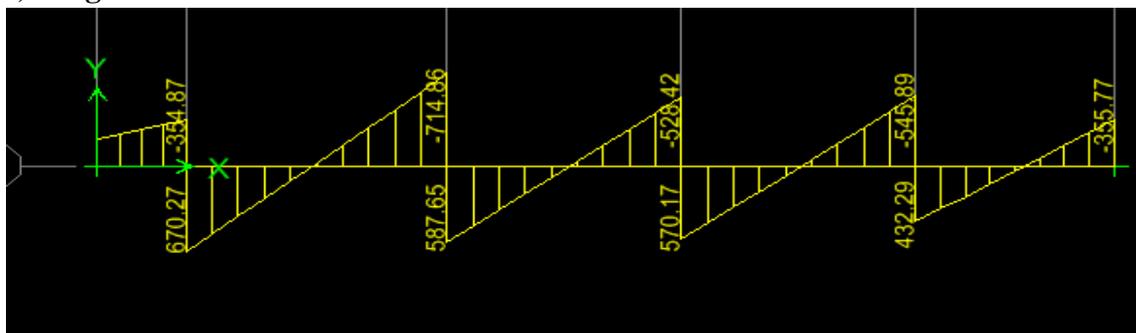
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-1-2) Le ferrailage a' L'ELU

- $M_t^{max} = 750.82 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 1063.31 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 60 \text{ cm,} \\ h_n = 100 \text{ cm,} \\ d = 127 \text{ cm,} \\ f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa,} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ Aux appuis

$$M_a = 1063.3 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1063.3 \times 10^6}{600 \times 1270^2 \times 14.2} = 0,144 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,144 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,922 \quad \longrightarrow \quad A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1063.3 \times 10^3}{0,922 \times 127 \times 348} = 18.2 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA20 filante+(5HA16) Chapeaux= 25.75 cm²

❖ En travée

$$M_t = 750.82 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{750.82 \times 10^6}{600 \times 1270^2 \times 14.2} = 0.102 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.100 \quad \beta = 0.946 \quad \longrightarrow$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{750.82 \times 10^3}{0.946 \times 127 \times 348} = 22.4 \text{ cm}^2$$

On opte : 5HA20 filante+5HA16Chapeaux= 25.75 cm²

d-2) Sens transversal

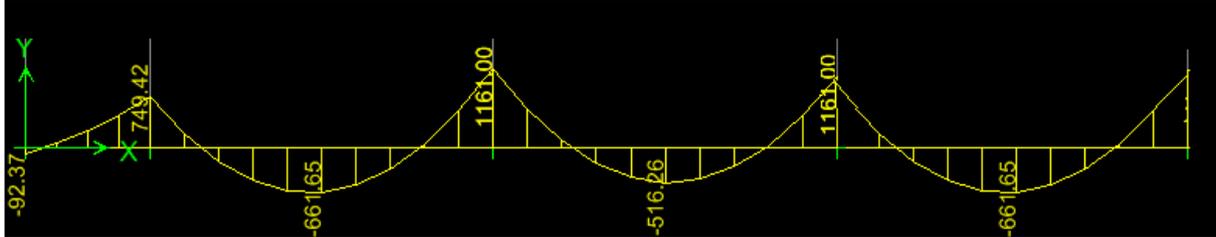
Tableau VII-7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

| | | | | | | | | | | Moments fléchissant | | | | Efforts tranchants | | | |
|--------|---------|-----|-----|------|--------------|------|-------|--------|--------|---------------------|--------|--------|--------|--------------------|--------|-------|--------|
| travée | panneau | lx | ly | P | chargement | lm | Lt | qu | qs | Qu | ΣQu | Qs | ΣQs | Qu | ΣQu | Qs | ΣQs |
| A-B | 1 | 2 | 4 | 0,5 | triangulaire | 1.17 | 0.88 | 147,24 | 103,24 | 170.15 | 340.31 | 115.75 | 231.50 | 127.98 | 255.23 | 87.06 | 174.12 |
| | 2 | 2 | 3,2 | 0,62 | triangulaire | 1.17 | 0.875 | 147,24 | 103,24 | 170.15 | | 115.75 | | 127.25 | | 87.06 | |
| B-C | 1 | 4 | 4,8 | 0,83 | trapézoïdale | 1.29 | 0.98 | 147,24 | 103,24 | 187.60 | 381.03 | 127.62 | 259.20 | 142.52 | 287.95 | 96.95 | 195.88 |
| | 2 | 3,2 | 4,8 | 0,66 | trapézoïdale | 1.33 | 1 | 147,24 | 103,24 | 193.42 | | 131.58 | | 145.43 | | 98.93 | |
| C-D | 1 | 3,1 | 4 | 0,77 | triangulaire | 1.2 | 0.9 | 147,24 | 103,24 | 174.52 | 349.03 | 118.72 | 237.44 | 130.89 | 261.77 | 89.04 | 178.08 |
| | 2 | 3,1 | 3,2 | 0,96 | triangulaire | 1.2 | 0.9 | 147,24 | 103,24 | 174.52 | | 118.72 | | 130.89 | | 89.04 | |
| D-E | 1 | 4 | 4,8 | 0,83 | trapézoïdale | 1.29 | 0.98 | 147,24 | 103,24 | 187.60 | 381.03 | 127.62 | 259.20 | 142.52 | 287.95 | 96.95 | 195.88 |
| | 2 | 3,2 | 4,8 | 0,66 | trapézoïdale | 1.33 | 1 | 147,24 | 103,24 | 193.42 | | 131.58 | | 145.43 | | 98.93 | |

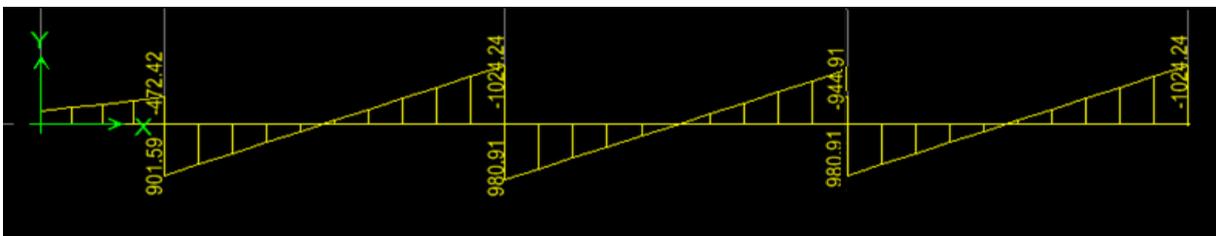
d-2-1) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

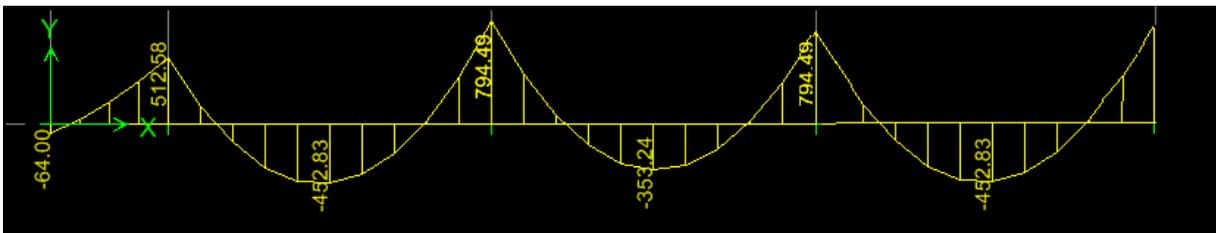
1) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



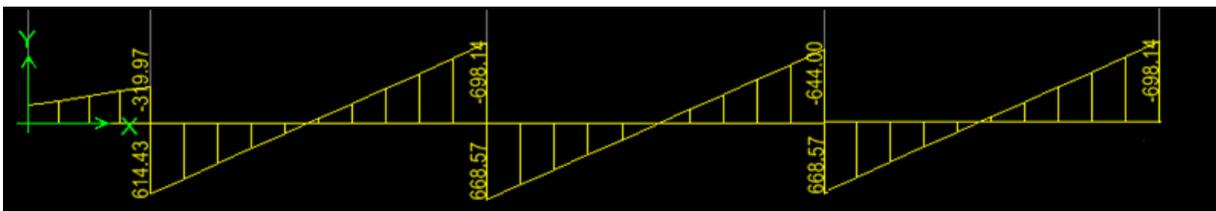
2) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



d-2-2) Le ferrailage AL'ELU

- $M_t^{max}=661.65kN.m$
- $M_a^{max}= 1161kN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 60cm, \\ h_n = 130 cm, \\ d = 127cm, \\ f_{bc} = 14, 2 Mpa, \\ \sigma_{st} = 348 Mpa \end{array} \right.$$

❖ **Aux appuis**

$M_a = 1161kN.m$

$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1161 \times 10^6}{600 \times 1270^2 \times 14.2} = 0.158 < 0.392 \implies$ **La section est simplement armée**

$\mu_u = 0,158 \implies \beta = 0,914$

$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1161 \times 10^3}{0.914 \times 127 \times 348} = 24.83cm^2$

On opte : 5HA20 filante+ (5HA16) Chapeaux= 25.75cm²

❖ **En travée**

$M_t = 661.65kN.m$

$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{661.65 \times 10^6}{600 \times 1270^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \implies$ **La section est simplement armée**

$\mu_u = 0,088 \implies \beta = 0,954$

$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{661.65 \times 10^3}{0,954 \times 127 \times 348} = 19.54cm^2$

On opte : 5HA20 filante+ (5HA16) Chapeaux= 25.75cm²,

VII-4-5-3-1) Vérifications à l'ELU

a) Condition de fragilité

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 60 \times 127 \times 2,1}{400} = 6.2cm^2$$

a-1) sens longitudinal et transversal

❖ **Aux appuis** : $A_{sa} = 25.75cm^2 > A_{min} = 6.2 cm^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$A_{sa} = 25.75cm^2 > A_{min} = 6.2 cm^2$

❖ **En travée** : $A_{st} = 25.75cm^2 > A_{min} = 6.2 cm^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$A_{st} = 25.75 cm^2 > A_{min} = 6.2 cm^2$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 1048.06 \text{KN}$ \longrightarrow sens xx

$T_{u \max} = 1024.24 \text{KN}$ \longrightarrow sens yy

$$\tau_u = \frac{1048.06 \times 10^3}{500 \times 1020} = 2.06 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{1024.24 \times 10^3}{500 \times 1020} = 2.01 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversal

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit } \longrightarrow \phi = 10 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_l :Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **4 cadres de ϕ_{10}** $\longrightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

❖ Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{26.25 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

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

❖ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 26.25 \text{cm}$$

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

d) La quantité d'armatures transversales

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2.7 \text{cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

VII-4-5-3-2) Vérification à l'ELS

a) Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VII-8 : Vérification des contraintes à l'ELS

| Sens | Zone | Mu (kN.m) | Ms (kN.m) | γ | μ | α | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Observation |
|------|--------|-----------|-----------|----------|-------|----------|--|--------------------|
| X-X | Travée | 750.82 | 514.25 | 1.46 | 0.144 | 0,1320 | 0,480 | Condition vérifiée |
| | Appui | 1063.31 | 727.71 | 1.46 | 0,100 | 0.1953 | 0,480 | Condition vérifiée |
| Y-Y | Travée | 661.65 | 452.83 | 1.46 | 0,158 | 0.2162 | 0,480 | Condition vérifiée |
| | Appui | 1148.06 | 794.49 | 1.45 | 0,088 | 0.1154 | 0,475 | Condition vérifiée |

Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

b) Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 105 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 1.05} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 1,43 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec $A_s = 2,01\text{cm}^2$ / parois.

CHAPITRE VII :

CALCUL

DU

MUR PLAQUE

I-Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés

des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Pré du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure au égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

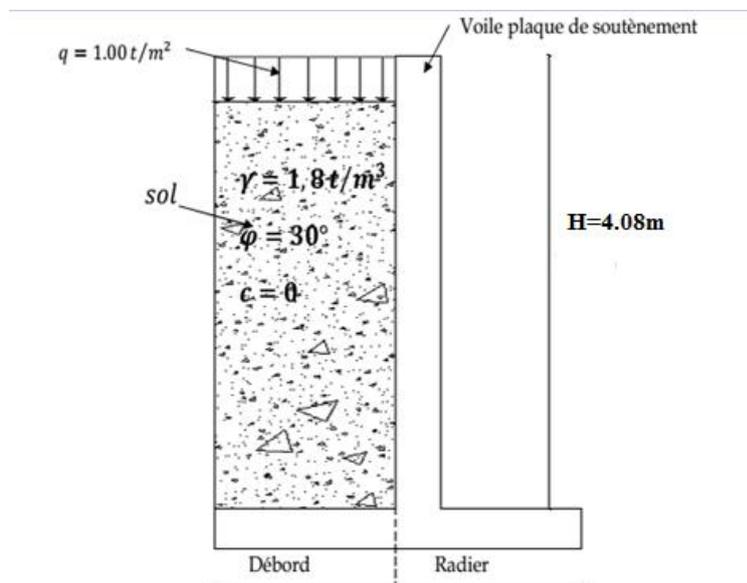


Schéma de voile plaque de soutènement

II- Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_v et σ_h

σ_v : Contrainte verticale.

σ_h : Contrainte horizontale. : $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

• **Calcul des sollicitations :**

ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \cdot 1,5 \cdot 10 = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) \cdot 0,33 = 37,67 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

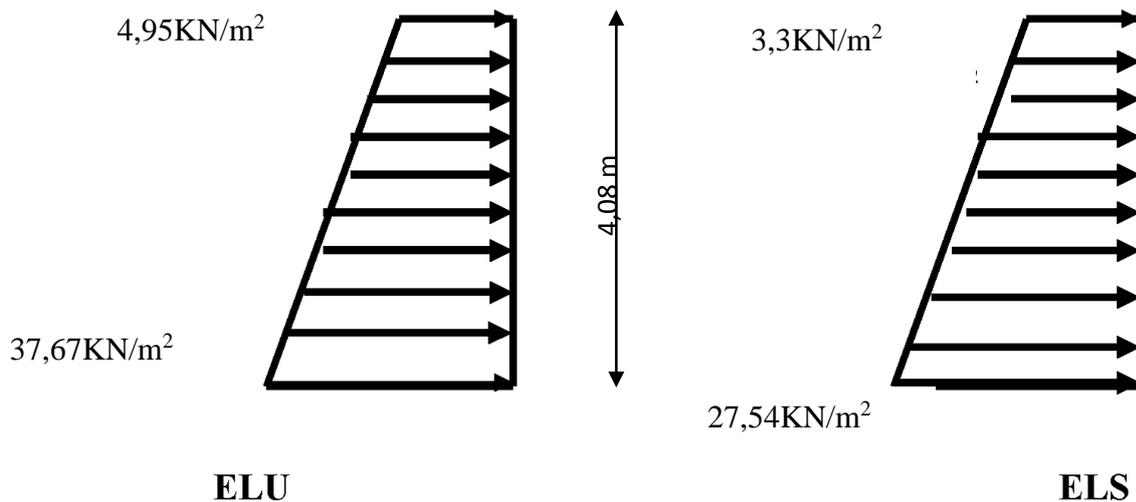
$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

Quand :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,08 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 4,08 + 10) \cdot 0,33 = 27,54 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

- ELU : $q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 37,67 + 4,95}{4} \times 1 = 29,49\text{kN/ml}$
- ELS : $q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27,54 + 3,3}{4} \times 1 = 21,48\text{ kN/ml}$

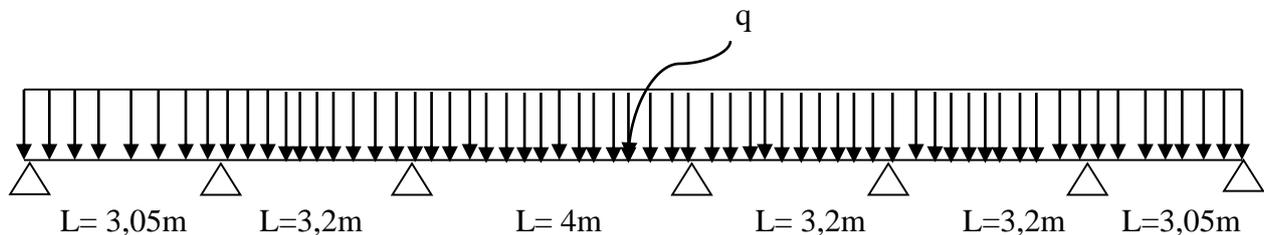
II-1 Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Schéma statique :

Sens x-x :

$q_u = 37,67\text{kN/ml}$, $q_s = 27,54\text{ kN/ml}$



II-2 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau de rive encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : $0.85M_x$ et $0.75M_y$
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

II -3 dentification des panneaux :

$$l_x = 4.00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4,08} = 0,98; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

II-3-1 Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0385 \times 29.49 \times 4^2 = 18.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,956 \times 18.16 = 17.96 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens x- x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 18.16 = 9.08 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 18.16 = 15.44 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 17.96 = 8.98 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 17.96 = 13.47 \text{ KN.m}$$

II-3-2 Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0459 \times 21.48 \times 4^2 = 15.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,970 \times 15.77 = 15.30 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 15,77 = 7,88 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 15,77 = 13,40 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 15,30 = 7,65 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 15,30 = 11,47 \text{ KN.m}$$

III- Calcul des sections d'armatures :

| Sens | Zone | M_u (KN.m) | μ_U | μ_1 | Section | β | A (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | e (cm) |
|------|--------|-----------------|---------|---------|---------|---------|-------------------------|--|--|-----------|
| XX | Appuis | 9.08 | 0.0197 | 0.392 | SSA | 0.812 | 1.78 | 2.17 | 5HA12 = 5.65 | 20 |
| | Travée | 15.44 | 0.0296 | 0.392 | SSA | 0.787 | 2.76 | 2.17 | 5HA12 = 5.65 | 20 |
| YY | Appuis | 8.98 | 0.0188 | 0.392 | SSA | 0.815 | 1.70 | 2.17 | 5HA10 = 3.93 | 20 |
| | travée | 13.47 | 0.0282 | 0.392 | SSA | 0.790 | 2.63 | 2.17 | 5HA10 = 3.93 | 20 |

Tableau 1- ferrailage du voile plaque de soutènement

III-1 Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

III -2 Vérification à l'ELS :**III -2-1 Vérification des contraintes :**

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

| Sens | Zone | Mu | Ms | γ | α | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Observation |
|------------|--------|-------|-------|----------|----------|--|-------------|
| Sens x - x | Appui | 9.08 | 7.88 | 1.28 | 0.0381 | 0.39 | Vérifiée |
| | Travée | 15.44 | 13.40 | 1.28 | 0.0641 | 0.39 | Vérifiée |
| Sens y - y | appui | 8.98 | 7.65 | 0.88 | 0.0126 | 0.19 | Vérifiée |
| | travée | 13.47 | 11.47 | 0.88 | 0.0227 | 0.19 | Vérifiée |

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

III-2-2 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

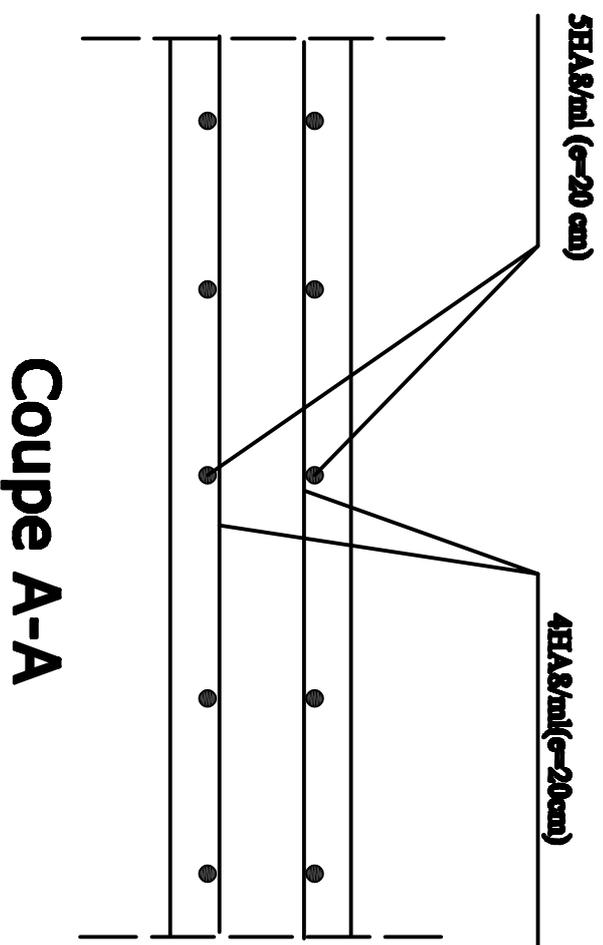
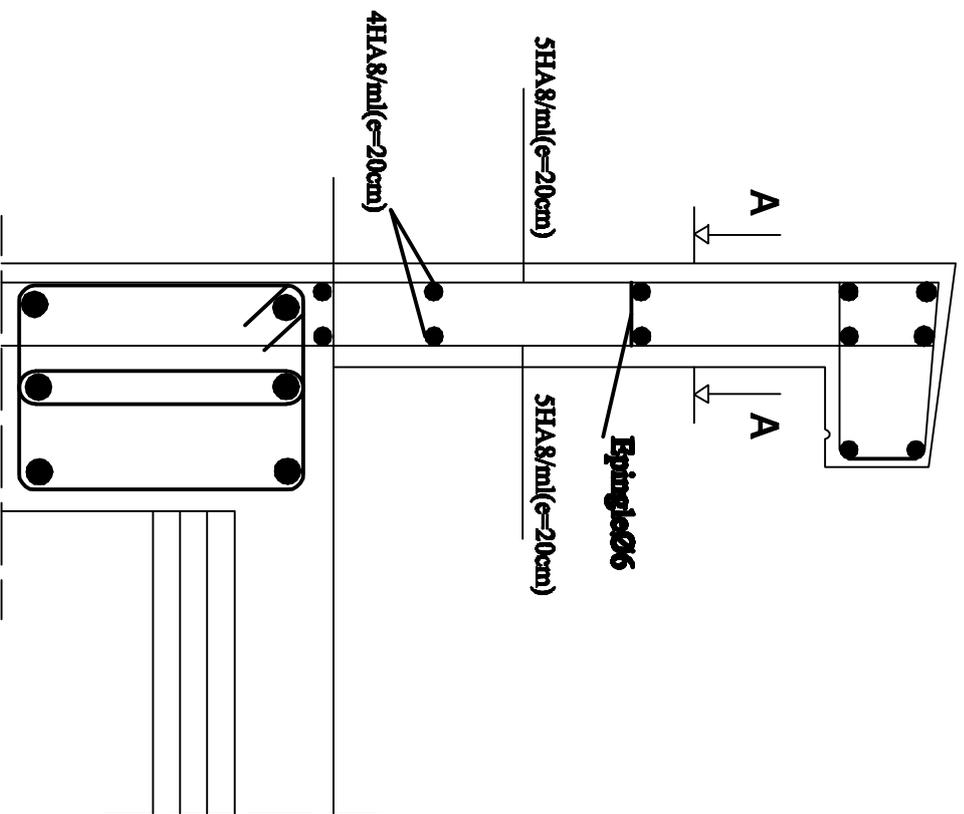
$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{408} = 0,049 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{13,40}{20 \times 15,44} = 0,043 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

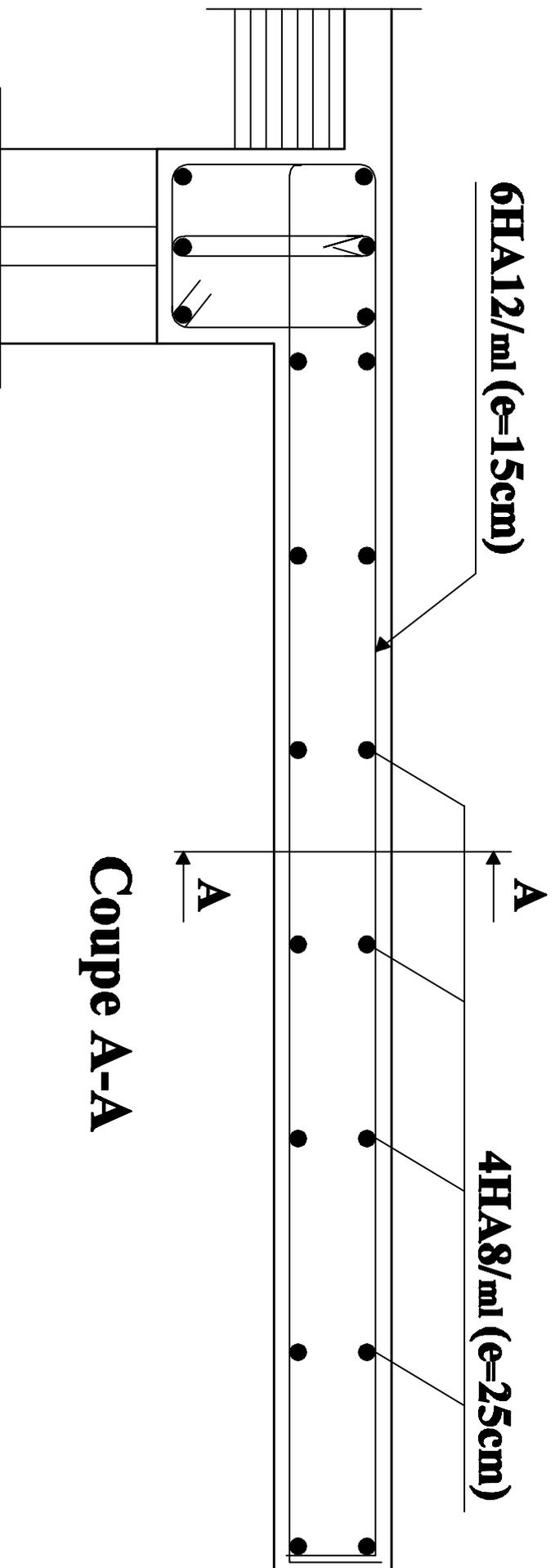
$$\frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 18} = 0,0021 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

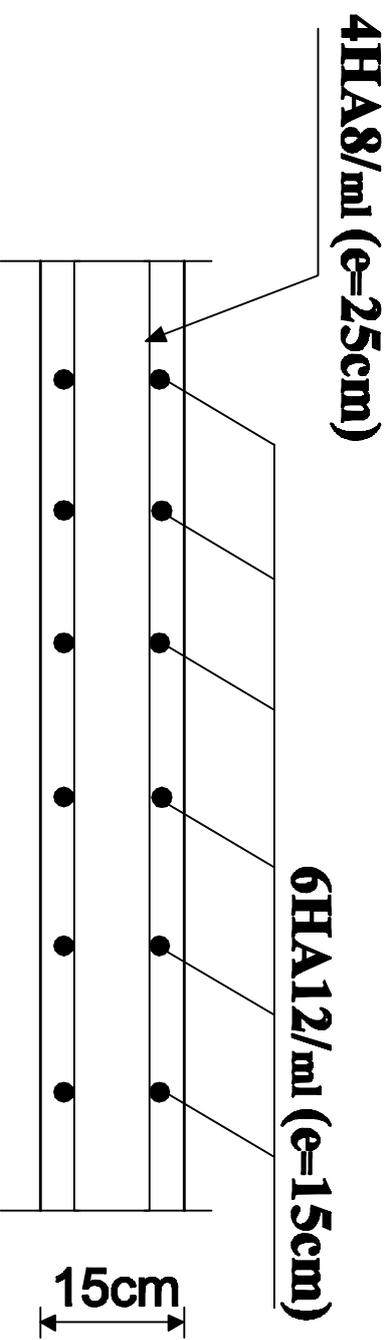
PLANS



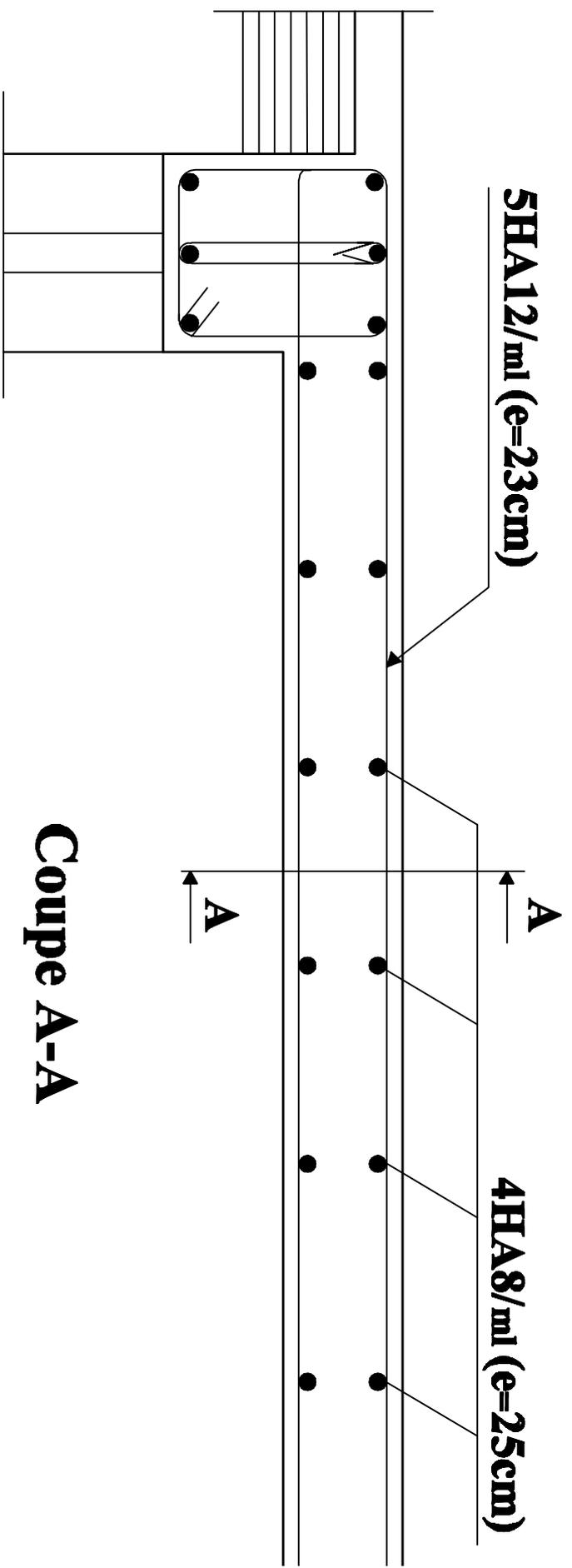
Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

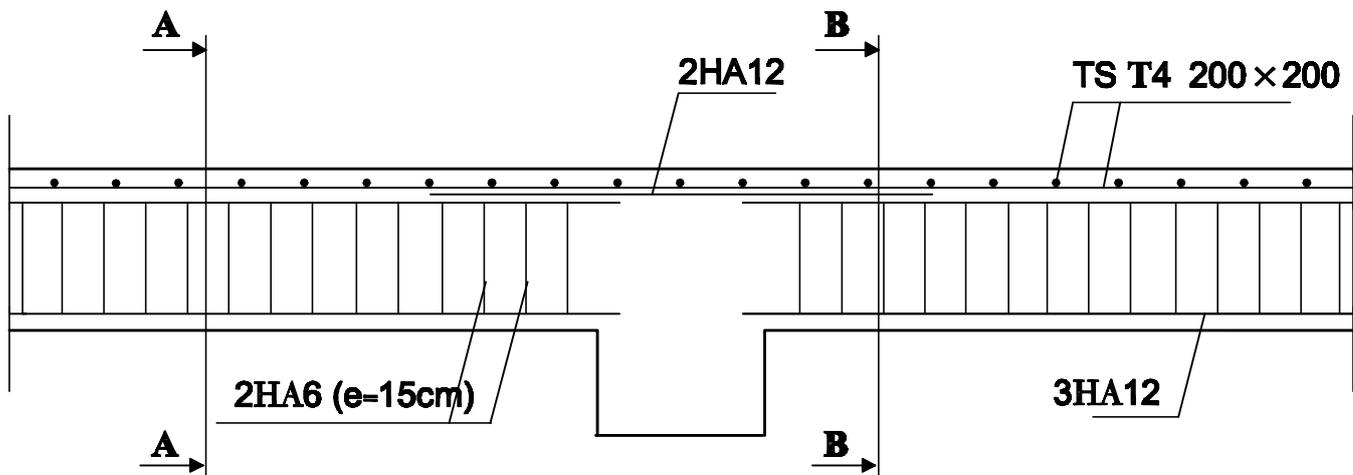


Ferrailage des balcon

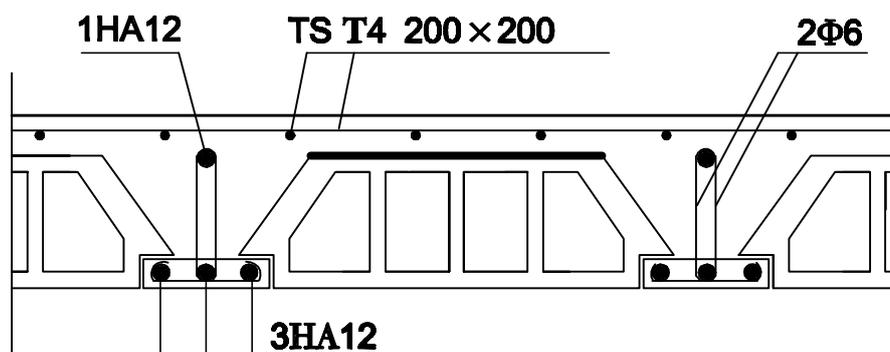


Coupe A-A

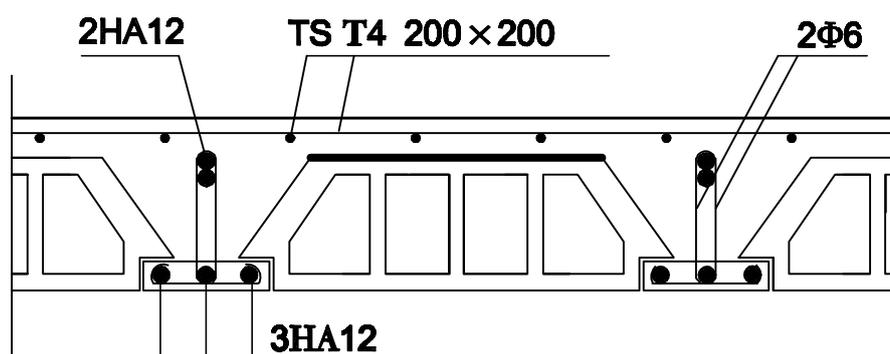
ferrailage des portes à faux



coupeA-A

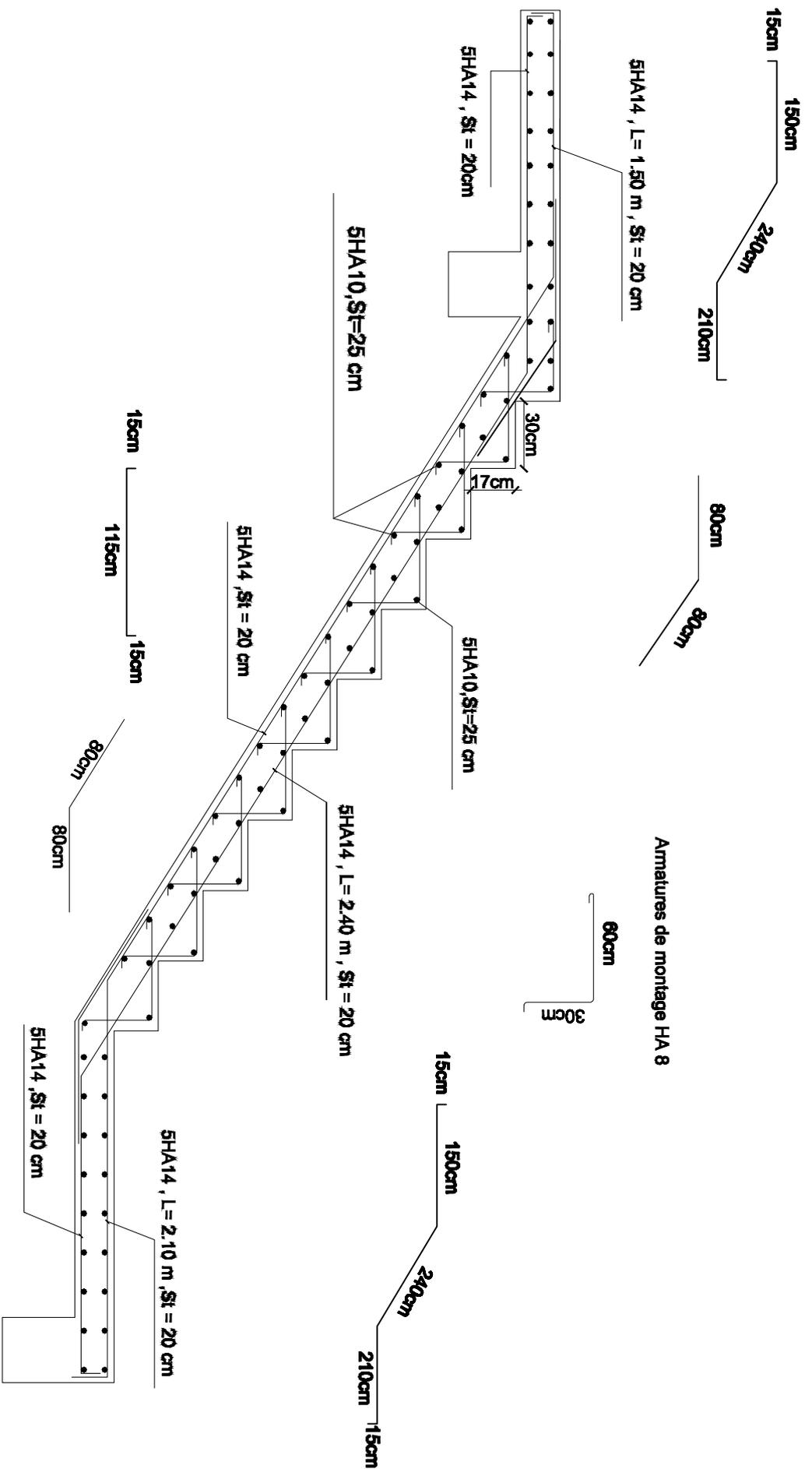


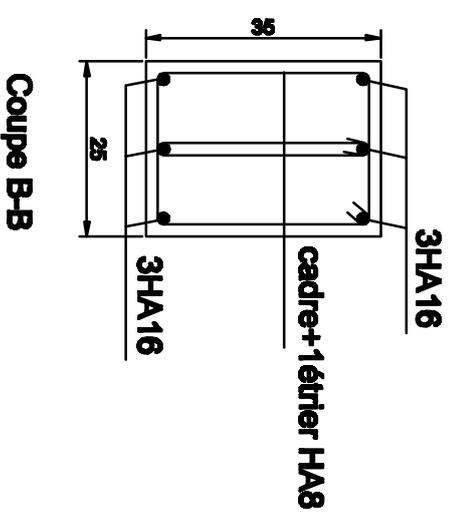
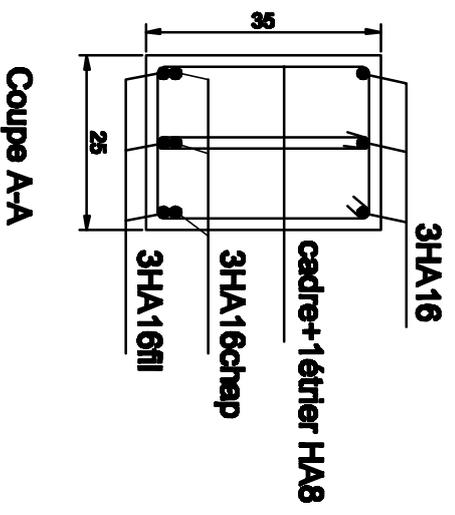
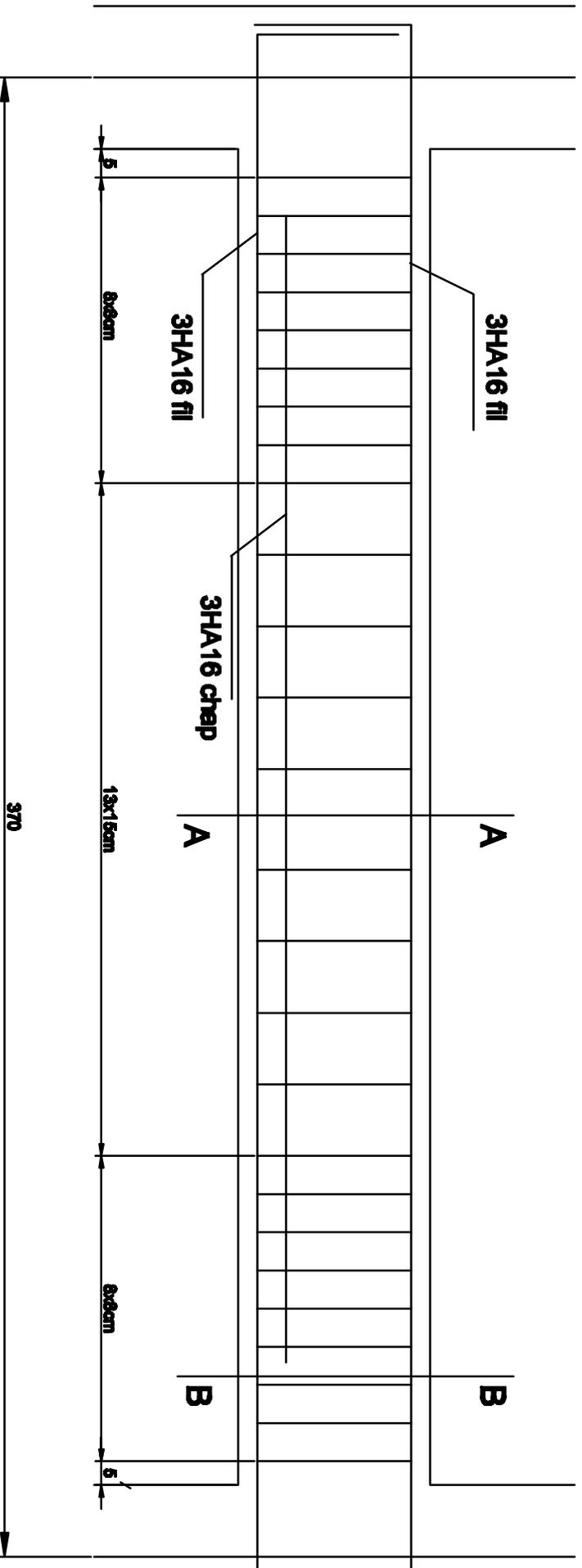
coupeB-B



ferrailage des planchers

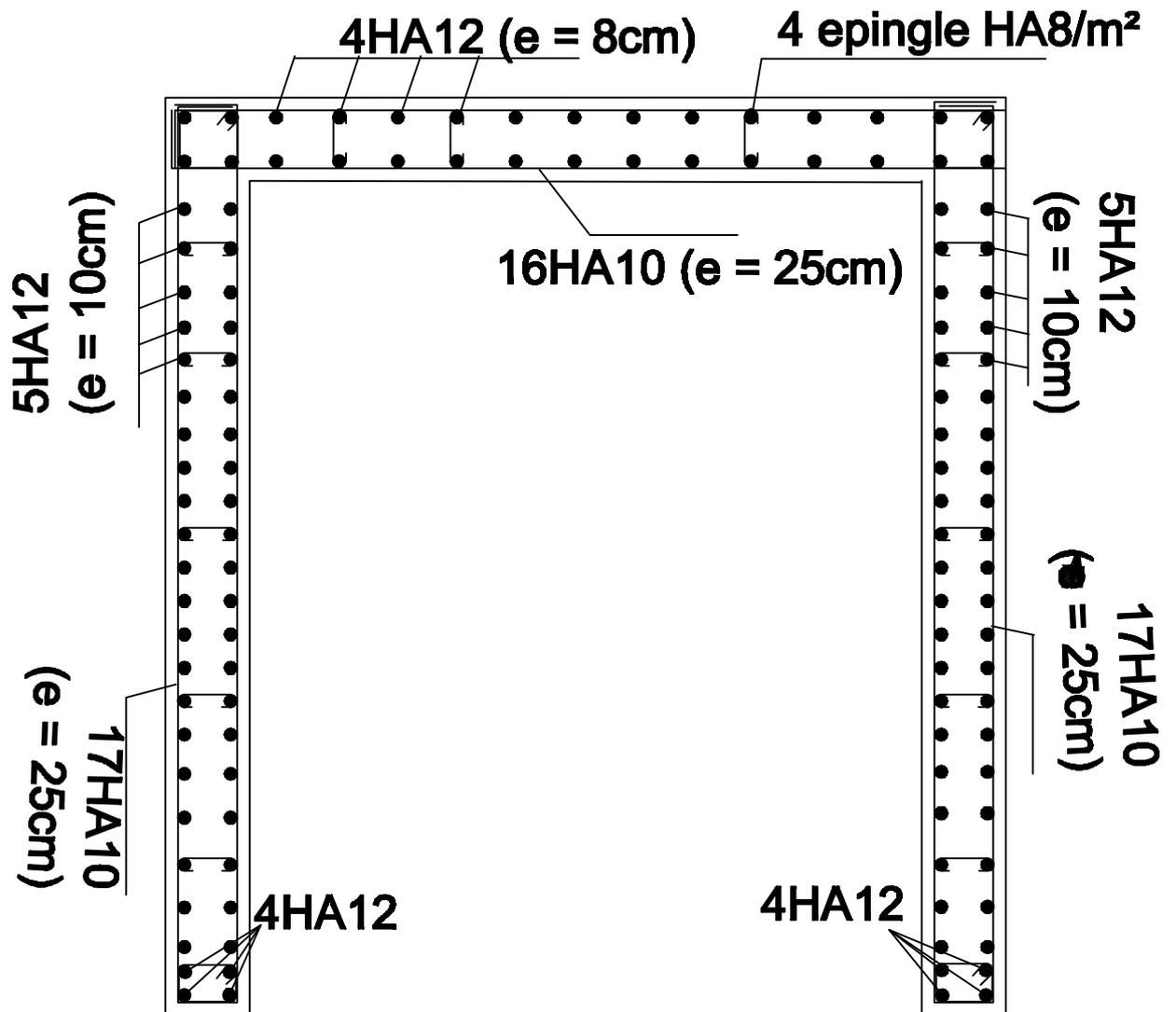
ESCALIER ETAGE



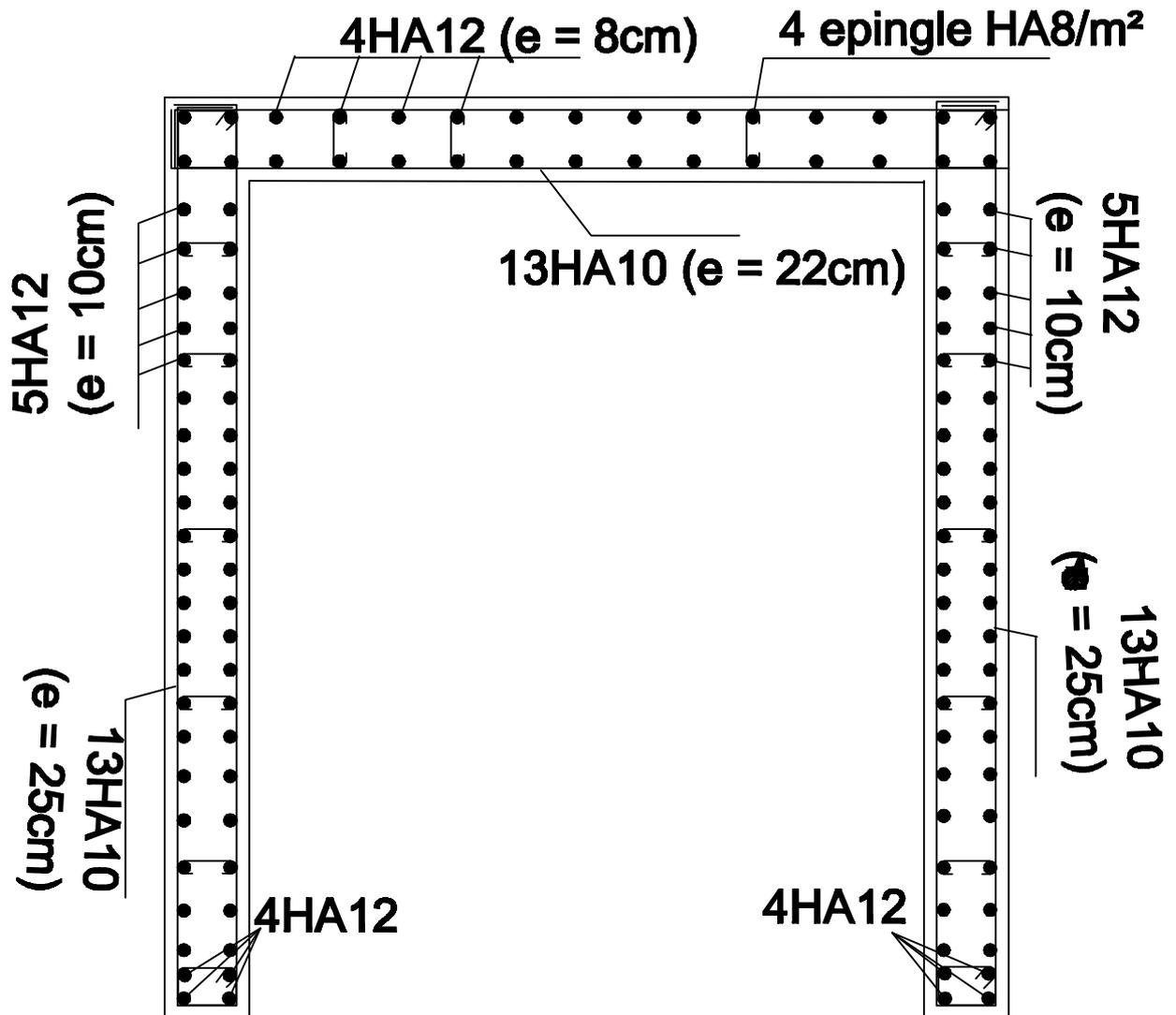


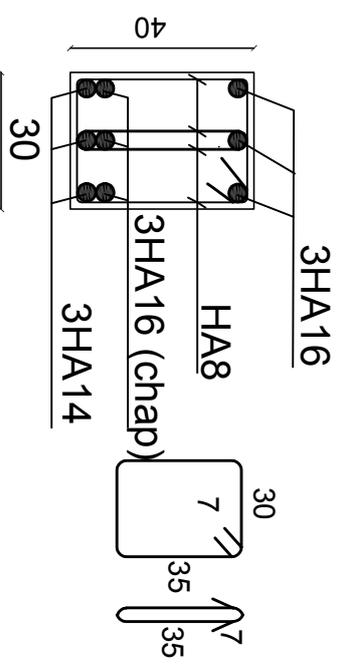
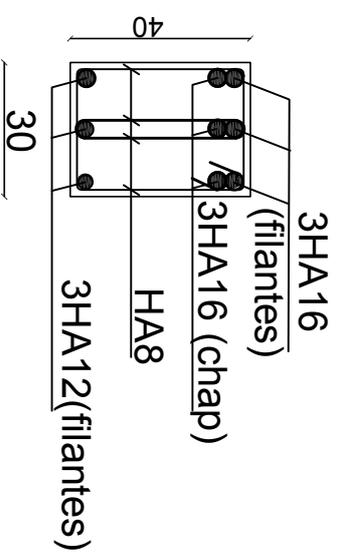
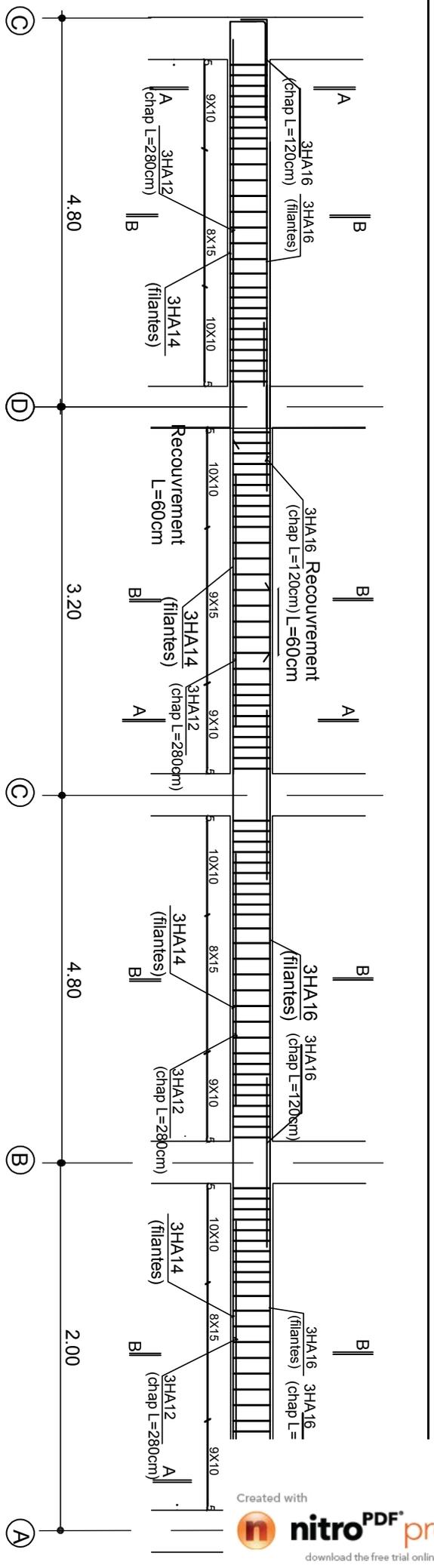
ferrailage poutre paires

voile salle machine (ZONE I)

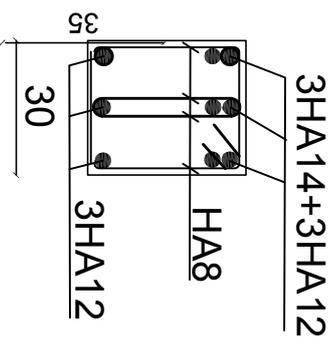
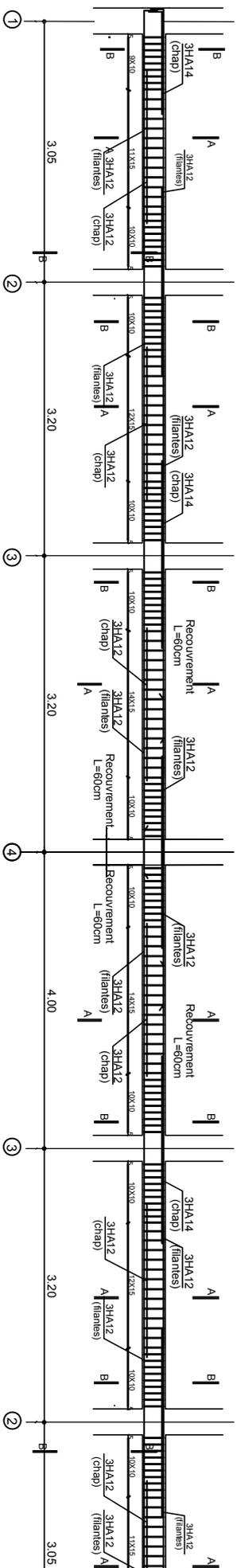


voile salle machine (ZONE II III)

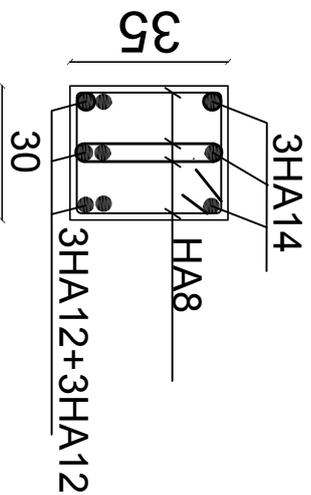




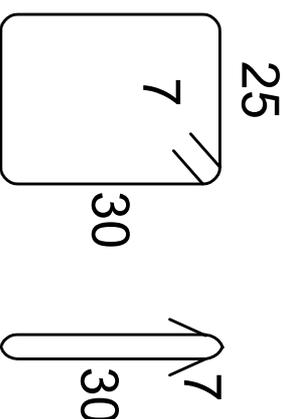
Ferrailage des poutres principales



Coupe B-B

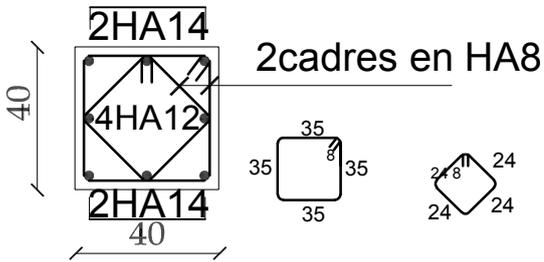


Coupe A-A

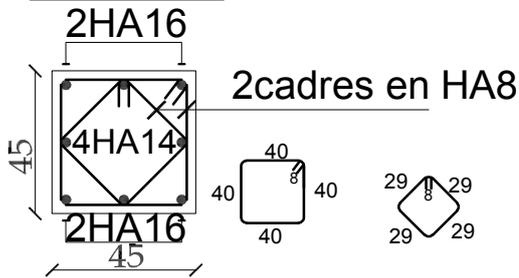


Ferrailage des poutres secondaire

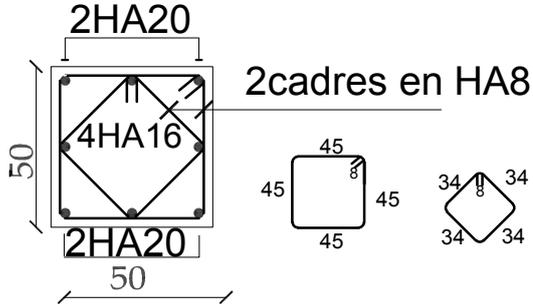
Coupe 3-3



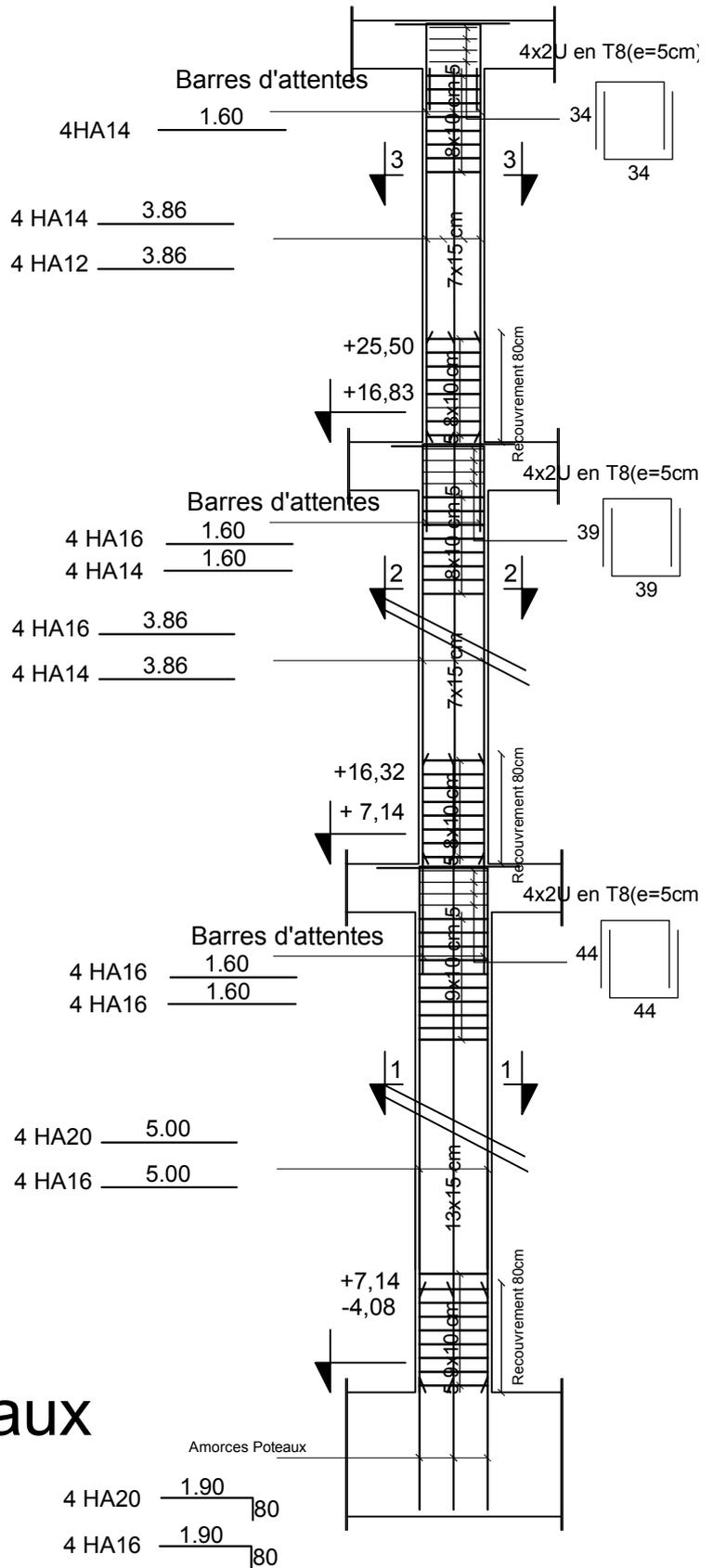
Coupe 2-2



Coupe 1-1

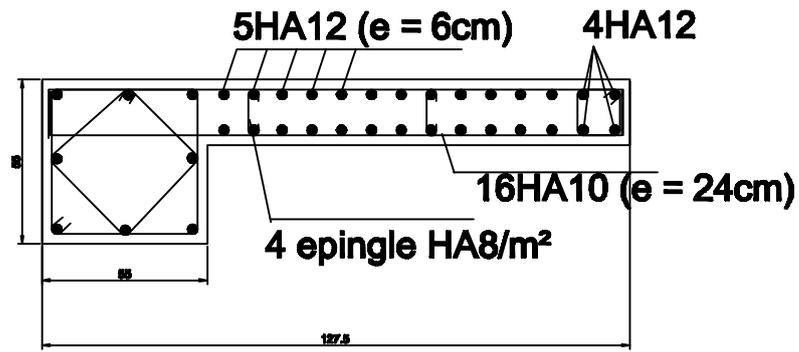


Ferrailage des poteaux

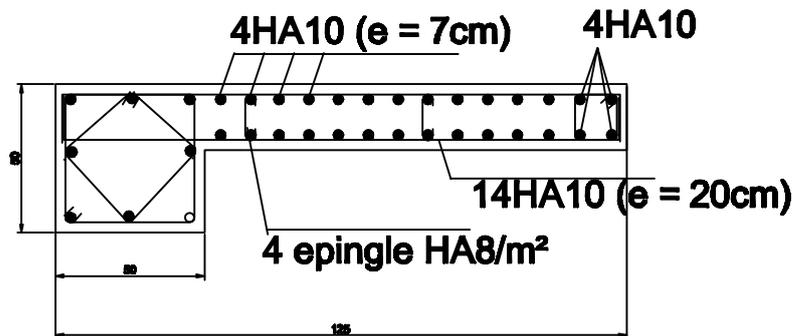


VL1

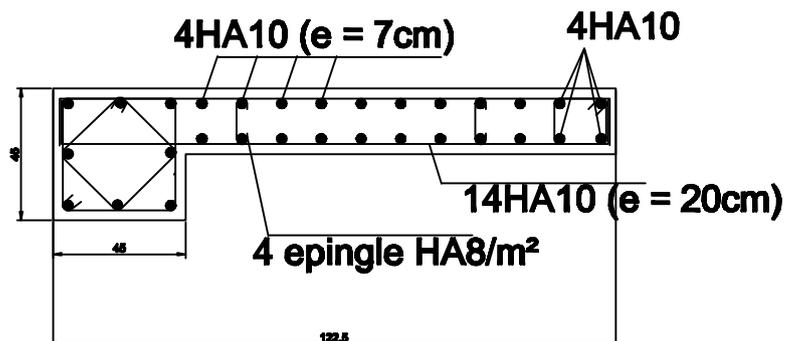
ZONE I



ZONE II

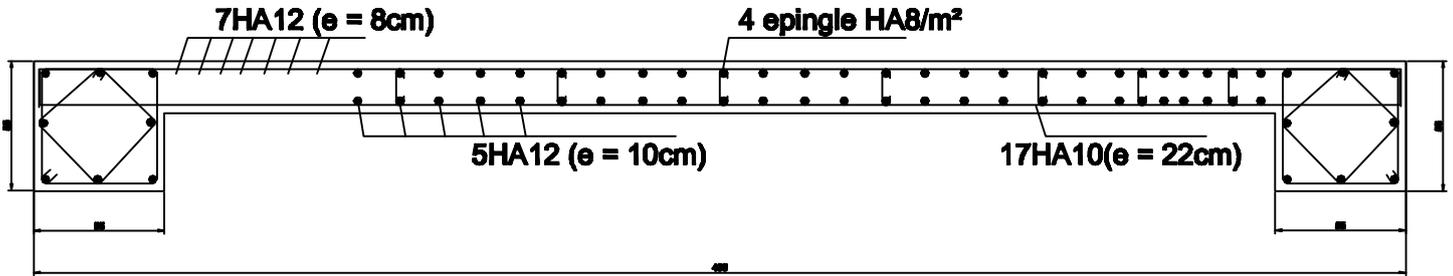


ZONE III

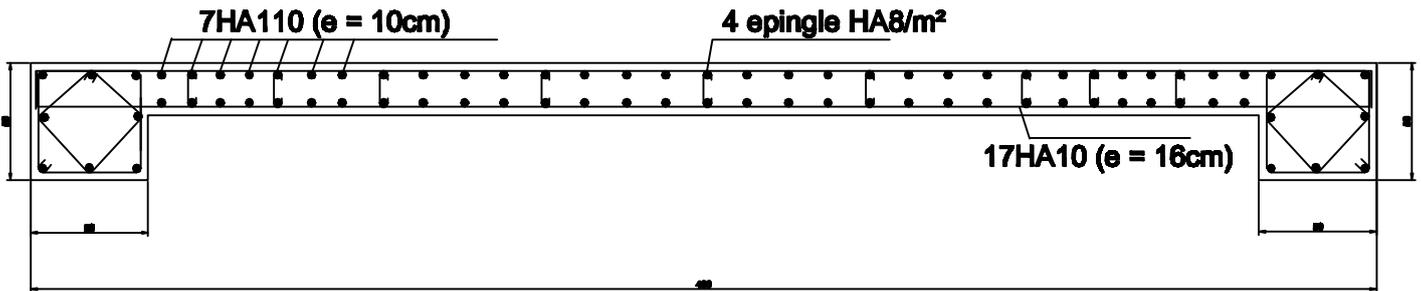


VL2

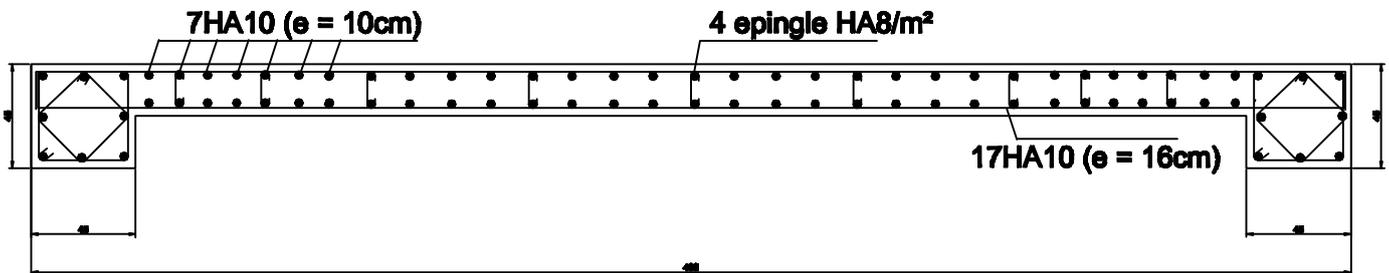
ZONE I



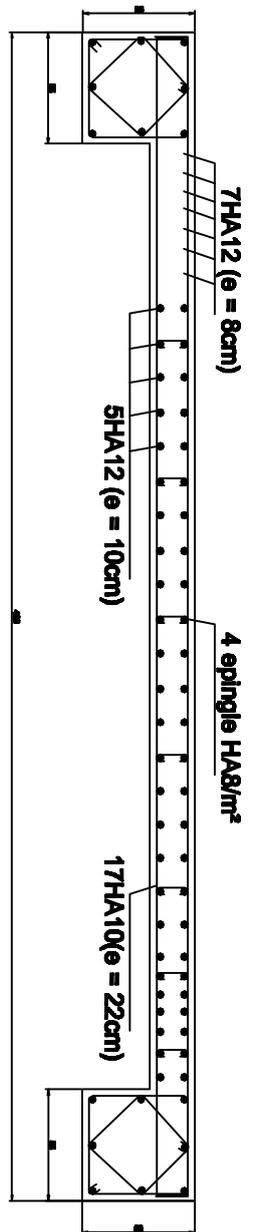
ZONE II



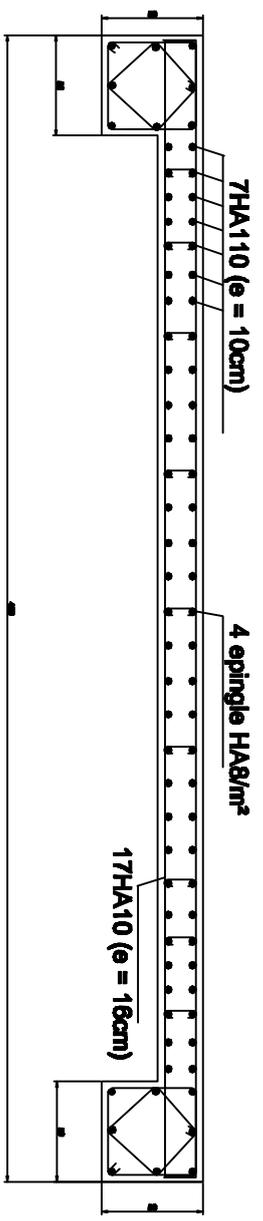
ZONE III



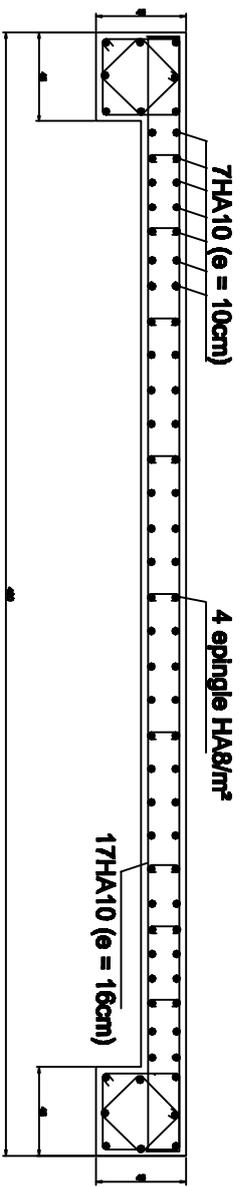
ZONE I



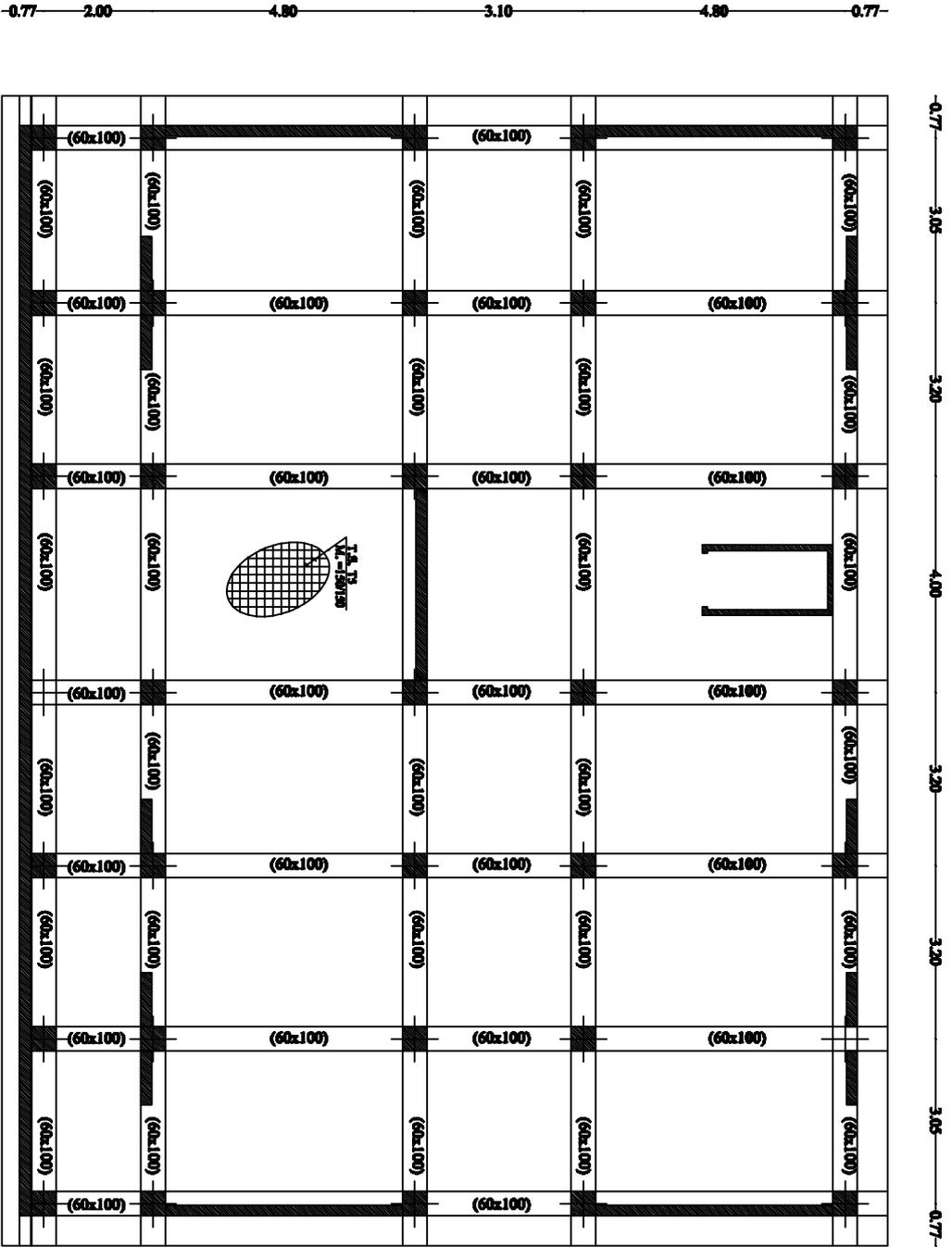
ZONE II



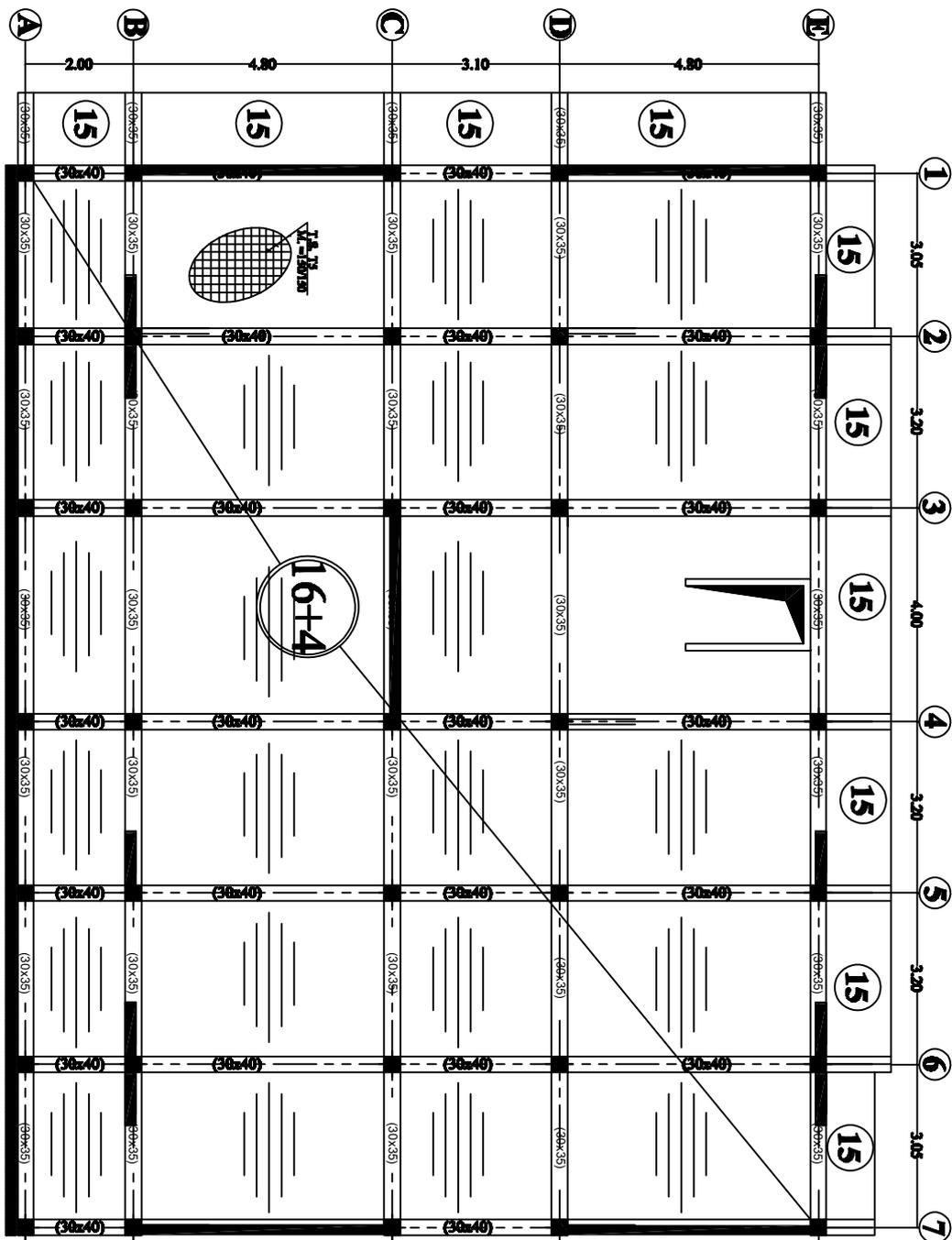
ZONE III



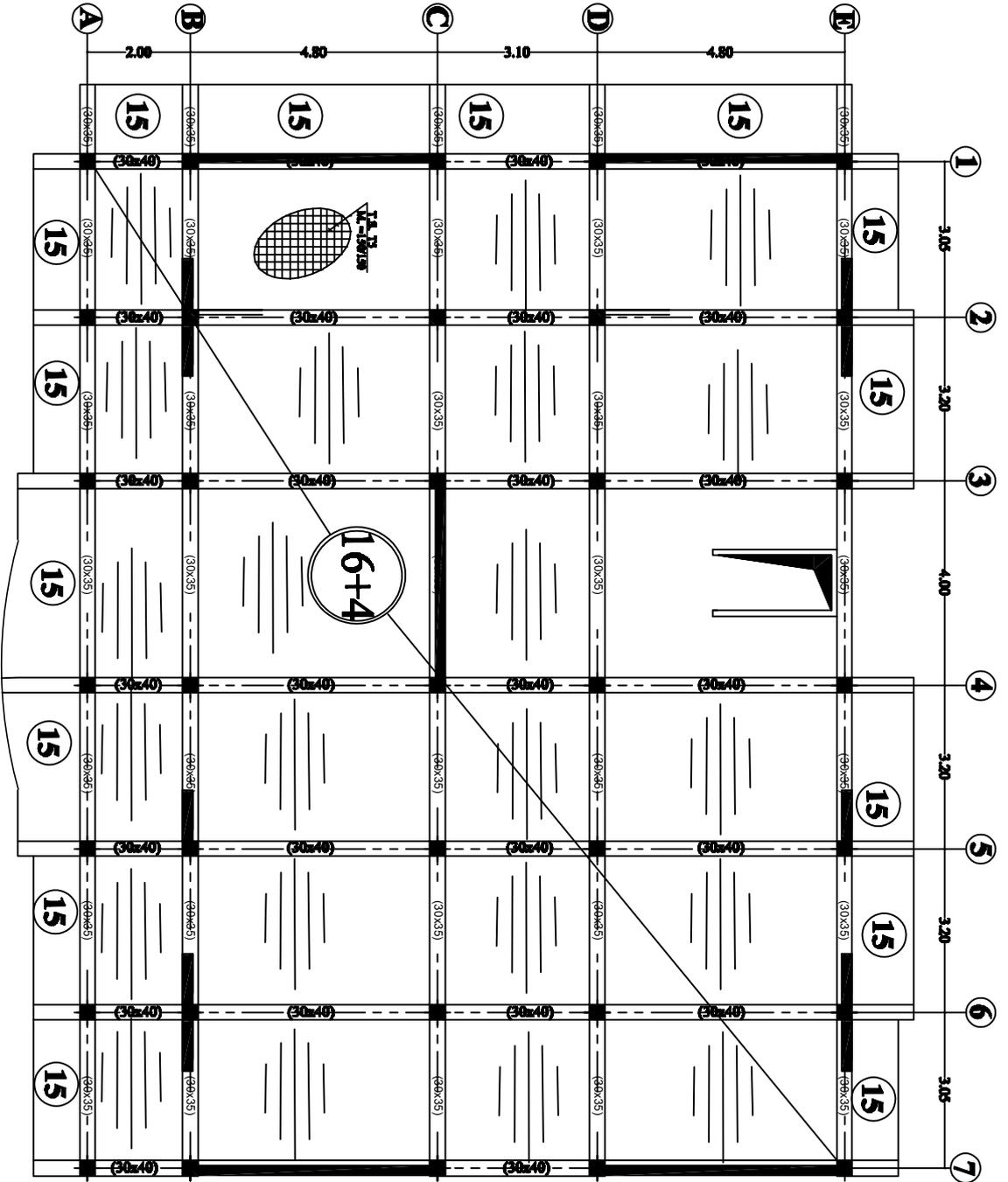
PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS



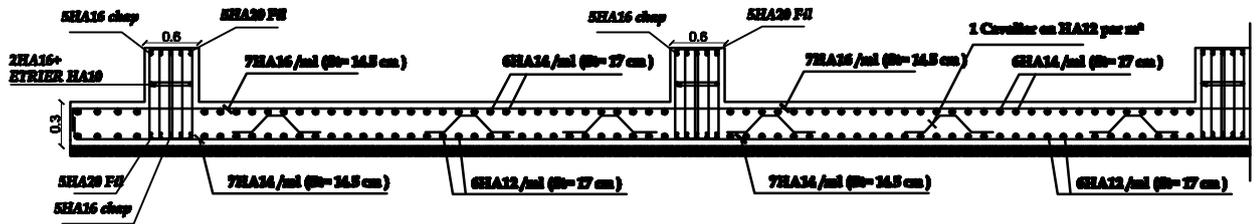
PLAN DE COFFRAGE DU SOUS-SOL



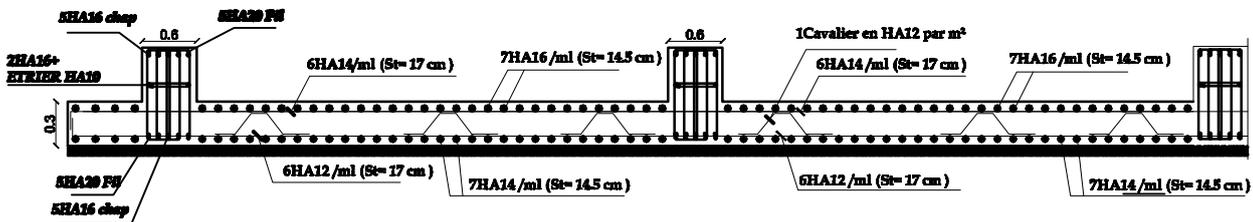
PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE COURANT



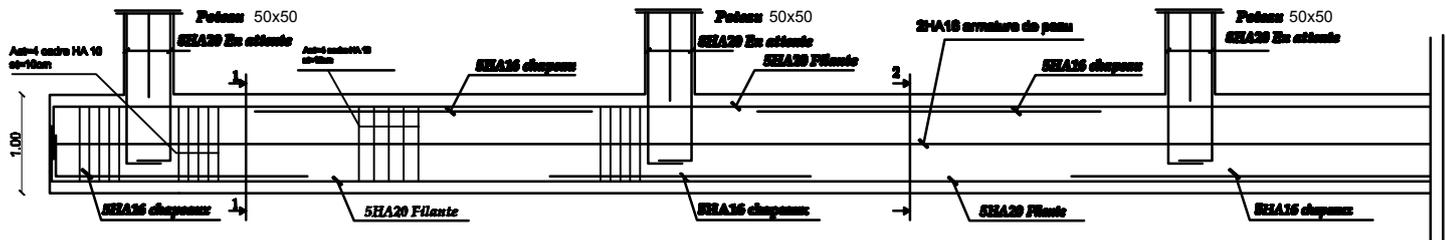
Ferrailage de la dalle sens X-X



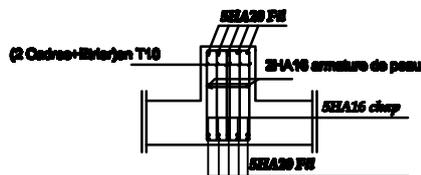
Ferrailage de la dalle sens Y-Y



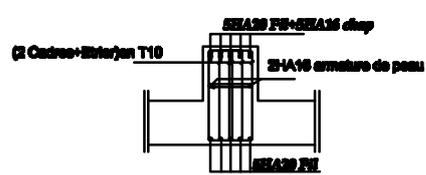
Ferrailage de la nervure dans les 2 sens

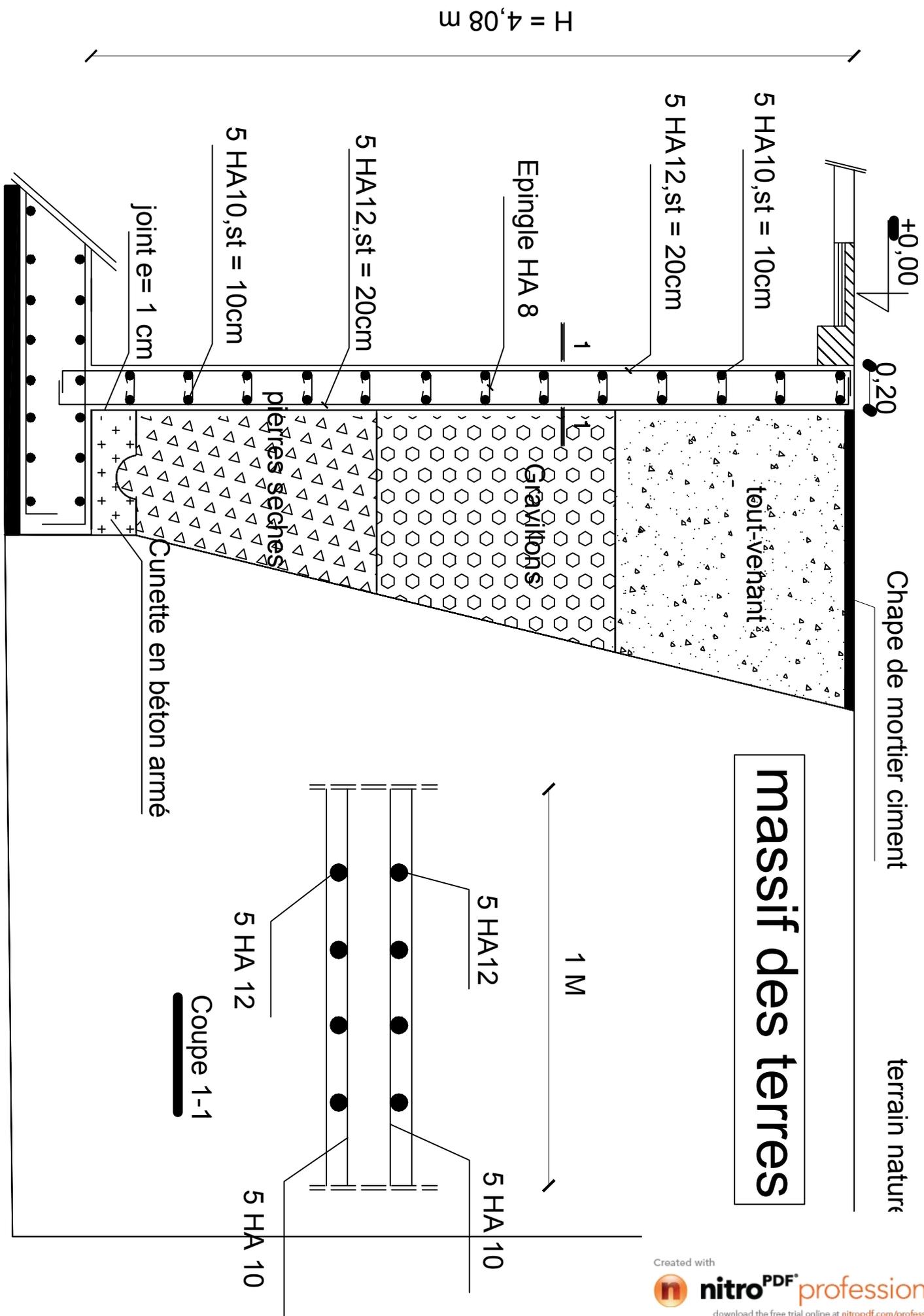


Coupe 1-1



Coupe 2-2





+0,00

0,20

Chape de mortier ciment

terrain naturel

massif des terres

tout-venant

Gravillons

pierres sèches

Cunette en béton armé

joint e = 1 cm

5 HA10, st = 10cm

5 HA12, st = 20cm

Epingle HA 8

5 HA12, st = 20cm

5 HA10, st = 10cm

H = 4,08 m

1 M

Coupe 1-1

5 HA 12

5 HA12

5 HA 10

5 HA 10

Conclusion

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE –CIVIL.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, on citerai le logiciel ETABS et AutoCAD qu'on a appris à appliquer durant la réalisation de ce projet. Ce travail est une petite contribution avec laquelle on espère qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- *Henry Thonier: ' Conception et calcul des structures de bâtiment''*
- *Marius Divers : 'Calcul des tours en béton armée ''*
- *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2),*
- *Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié*
- *2003).*
- *Cour et TD des années de spécialité*
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI des promotions précédentes.*