

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة محمد بوضياف بالمسيلة

UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF – M'SILA

كلية العلوم والهندسة

FACULTE DES SCIENCES ET SCIENCES DE L'INGENIEUR

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

M é m o i r e D e F i n D ' é t u d e

En vue de l'obtention du diplôme d'études
universitaires appliquées

OPTION: BETON ARME

THEME:

ETUDE D'UN BÂTIMENT À USAGE D'HABITATION (R+4)

Dirigé par:

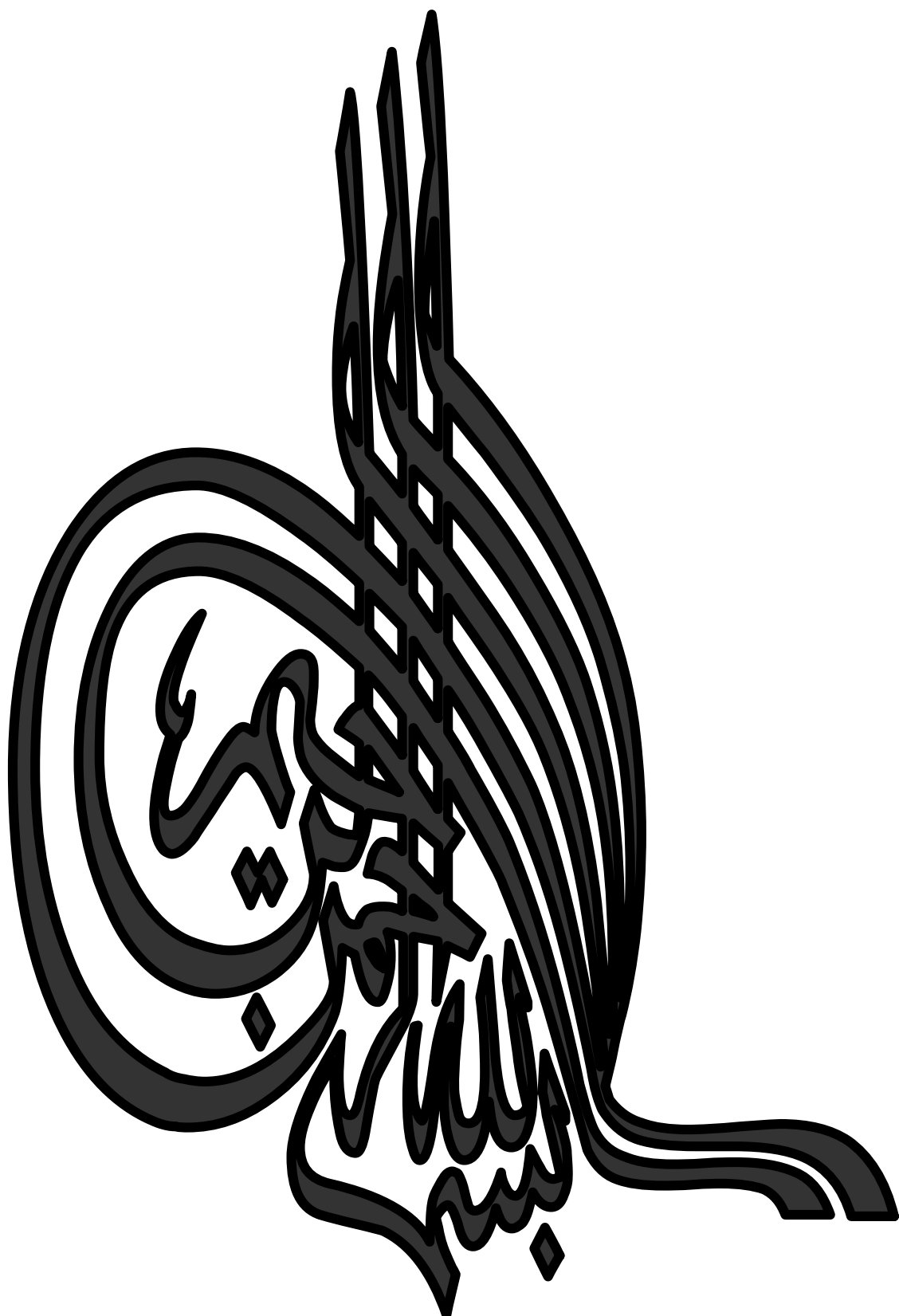
Ben Yahia Abdesslame

Présenté par

- LAÂDJALI RACHIDA

- DJENDEL KAFIA

PROMOTION: JUIN 2008





ات [ولن شكرتم لأزيدنكم] قال الله تعالى:

نحمد الله كثيرا ونشكره شكرا جزيلا، الذي كان له الفضل والعطاء الكريم، نحمده لأنه سهل لنا المبتغى وأعاننا على إتمام هذا العمل وسهل لنا الصعاب وهون علينا المتاعب.

الحمد لله حمدا كثيرا والصلاة على الرسول صلاة تكبيرا.

الحمد لله الذي وفقنا في اتمام عملنا هذا.

[من لم يشكر الناس لم يشكر الله] عملا بقوله تعالى:

شكرنا الجزيل والكبير إلى الأستاذ المشرف " بن يحيى عبد السلام " الذي راعنا

بإرشاداته ونصائحه وتوجيهاته فشكرا جزيلا له ووفقه الله إلى كل ما يسعى إليه.

شكرنا الجزيل إلى كل أساتذة كلية العلوم والهندسة المدنية.

ونخص بالذكر مناصري عبد الرزاق، لونيسي، أوزنجة جمال.

شكرنا الخاص إلى "مكتبة النجمة" الممثلة في صاحبها وليد فشكرا جزيلا لك وشكرا

على كتابة هذه المذكرة.

إلى كل أساتذة التعليم الثانوي: ((شليحي بدره - حليس جمال - روى عز الدين))

شكرنا الجزيل إلى كل من ساعدنا وأعاننا من قريب أو بعيد ولو بكلمة طيبة.

إلى كل هؤلاء جميعا أقول لكم شكرا وشكرا جزيلا ووفقكم الله وسدد خطاكم إلى كل

ما ترمون إليه وجزاكم الله خيرا على ذلك كل الجزاء.

● رشيدة

● كفية

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<i>I-1- Description de l'ouvrage</i>	<i>1</i>
<i>I-2- La super structure.</i>	<i>1</i>
<i>I-3- Revêtement.</i>	<i>1</i>
<i>I-4- Caractéristique des matériaux</i>	<i>2</i>
<i>1-5- Hypothèse de calcul</i>	<i>6</i>

Chapitre II Pré Dimensionnement des éléments

<i>II- 1- Pré dimensionnement .</i>	<i>8</i>
<i>II-2- Charges et sur charges.</i>	<i>13</i>
<i>II-3- Les planchers.</i>	<i>14</i>
<i>II-4- Balcon accessible.</i>	<i>15</i>
<i>II-5- Balcon non accessible.</i>	<i>15</i>
<i>II-6-Murs extérieurs (15 cm).</i>	<i>16</i>
<i>II-7- Les escaliers.</i>	<i>16</i>
<i>II-8- Descente des charges.</i>	<i>18</i>

Chapitre III Calcul des éléments secondaire

<i>III-1- L'acrotère.</i>	<i>26</i>
<i>III-2- Les balcons.</i>	<i>29</i>
<i>III- 3- Les escaliers .</i>	<i>31</i>
<i>III-4- Etude des planchers .</i>	<i>39</i>

Chapitre IV Etude des portiques

IV-1- principe de la méthode CAQUOT. 57

IV-2- Exposé de la méthode. 57

Chapitre V Ferrailage des portiques

V-1- Introduction. 79

V-2- Ferrailage des poutres. 79

V-3- Calcul des armatures transversales. 80

V-4- Calcul de l'ancrage. 80

V-5-calcul de recouvrement. 81

V-6- Armature transversal. 84

V-7- Les Poteaux . 87

Chapitre VI Etude de fondation

VI-1- Définition. 92

VI-2- Choix du type de fondation. 92

VI-3- Méthode de calcul. 93

VI-4- Ferrailage. 95

VI-5- Exemple de calcul. 97

VI-6- Ferrailage ELU. 97

VI-7- Longrines. 99

Conclusion 101

Bibliographie

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1- Description de l'ouvrage

I-2- La super structure.

I-3- Revêtement.

I-4- Caractéristique des matériaux

1-5- Hypothèse de calcul

I-1- Description de l'ouvrage :

Le projet présente dans ce mémoire a pour but d'étude la structure d'un bâtiment à usage d'habitation collective est situé dans la wilaya de BBA classée comme zone de moyen sismicité (zone II selon le RPA99)

Le bâtiment compte un bloc de (04 étages et un rez-de-chaussée) dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Longueur totale = 23.65 m
- Largeur totale = 8.85 m
- Hauteur total = 15.90 m
- Hauteur d'étage = 03.06 m

I-2- La super structure :

I-2-1- L'ossature :

L'ossature de ce bâtiment sera constituant de portique autostalles (poutre + poteau)

- Portiques transversaux
- Portiques longitudinaux

I-2-2- Les planchers :

Les plancher seront à corps creux, reposant sur des poutrelles coulées sur place.

I-2--3- Les escaliers :

Les escaliers sont construits en béton armée et réalisation séffectuera par étage

I-2-4- La maçonnerie :

Les murs de remplissage seront construits en briques creuses et comportent :

- pour les murs extérieurs : une paroi externe de 15 Cm d'épaisseur et une paroi interne de 10 Cm d'épaisseur.
- Pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 Cm d'épaisseur.

I-3- Revêtement :

Le revêtement est constitué par :

- Enduit de ciment pour les faces extérieurs des murs.
- Enduit de plâtre pour les faces intérieurs des murs et les plafonds.

- Le revêtement du sol en carrelage.
- Céramique en ciment pour les salles d'eau.

I-4- Caractéristiques des matériaux :

I-4-1- Le Béton :

Le Béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton courant :

Le Béton est un mélange de liant d'eau et granulat de telle manière à obtenir on moment de la mise en ouvre une pâte de consistance convenable et après durcissement les qualités requises :

La composition moyenne pour 1m^3 de béton est suivante:

- Ciment (CPJ 325) $= 350 \text{ L/m}^3$
- Gravier (8/15), (15/25) $= 800 \text{ L/m}^3$
- Sable 0/5 $= 400 \text{ L/m}^3$
- Eau de gâchage $= 180 \text{ L}$

Ø La résistance du béton :

A- Compression :

- Pour l'établissement des projets dans ce cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée F_{C28} .

- Dans notre cas la résistance à la compression à 28 jours d'âge de béton est prise égale : $F_{C28} = 25\text{Mpa}$.

B- La traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours, désigné par f_{tj} est donnée par la formule : $F_{tj} = 0.6 + 0.06F_{C28}$

Cette formule est valable pour les valeurs de : $F_{C28} \leq 60\text{Mpa}$ de sorte que :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1\text{Mpa}$$

C- Le coefficient de poisson :

d'après le règlement (CPA 93)

$$V = \begin{cases} 0.2: \text{ pour le calcul des déformations} \\ 0: \text{ pour le calcul des sollicitation} \end{cases}$$

La densité de béton armé est égal $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Le module de déformation longitudinale du béton (CPA 93) :

- Pour les charges dans la durée application est inférieure à 24 h le module de déformation longitudinal instantané du béton égale d'après règle (CPA 93):

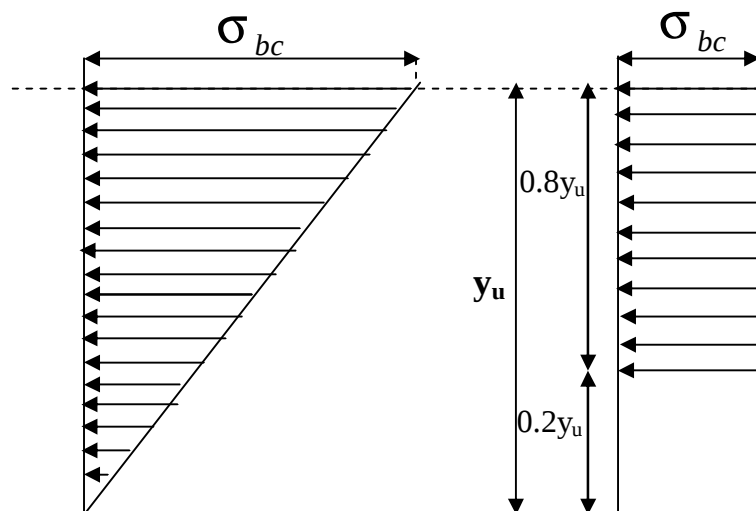
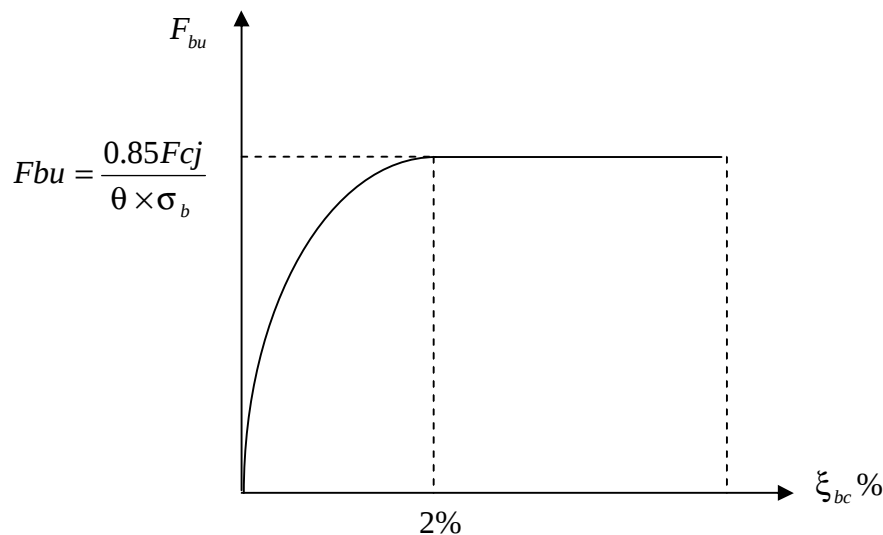
$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{Cj}} \Rightarrow 1100 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ Mpa} .$$

- Pour les charges dans la durée d'application est longue durée le module de déformation longitudinal différée du béton est égal d'après le (CPA 93):

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{Cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

ELU :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, On utilise pour le béton un diagramme conventionnel du pareille rectangulaire.



Les coefficients (σ) tiennent compte les valeurs suivants:

- 1 pour une durée > 24h
- 0.9 pour 1h > une durée < 24h
- 0.85 pour une durée < 1h

Y_b est un coefficient fonction de la combinaison :

- 1.5 pour les combinaisons fondamentale.
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles

$$\sigma_{bu} = 0.85 \times \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

ELS :

$$\sigma_{bu} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I-4-2-L'acier :

Les aciers utilisés sont :

- Les armatures pour béton armée sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur mace et état de surface.

- haute adhérence Fe E400 $\rightarrow f_e = 240 \text{ MPa}$.

- Les Treillis soudés (TSL) : TSL(400) (HA) $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier (CPA 93) : $ES = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

f_e : limite élastique variante avec les différents types d'aciers.

ES : allongement relatif.

ELU :

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

$\gamma_s = 1$ pour les combinaison accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ pour les autres cas.

ELS:

On distingue trois cas:

- Si la fissuration est peu préjudiciable: $\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s}$.

- Si la fissuration préjudiciable: $\sigma_s \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot f_e \cdot 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{tj}} \\ \frac{1}{2} \cdot f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{n \cdot f_{tj}} \end{cases}$.

- Si la fissuration préjudiciable $\sigma_s = \frac{1}{2} \cdot f_e \cdot 90 \cdot \sqrt{n \cdot f_{tj}}$.

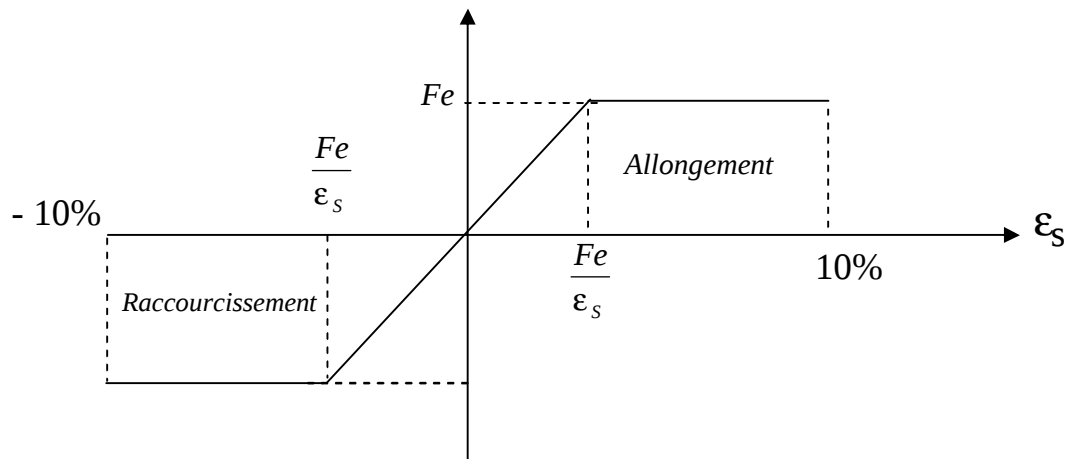
$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse } \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa} \\ \text{Barre HA } \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\eta = 1$ pour RL.

$\eta = 1.6$ pour HA.

$\eta = 1.3$ pour HA ($\phi \leq 6 \text{ mm}$).

Diagramme contrainte déformation de l'acier :



f_e : limite élastique variante avec les différents types d'aciers.

ξ_s : l'allongement limite.

γ_s : coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$ pour les combinaisons accidentelles.

- $\gamma_s = 1.15$ pour les combinaisons fondamentales.

Contrainte de ce calcul à l'état limite est égal :

$$\sigma_s \begin{cases} \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pour l'acier haute adhérence} \\ \frac{240}{1.15} = 208 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pour l'acier doux.} \end{cases}$$

I-5- Hypothèses de calcul :

L'hypothèse de calcul sont énumérées ci-dessous :

a- l'ELU :

- Conservation des sections planes avant et après déformation (Théorie de Navier Bernoulli)
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- Raccourcissement ultime du béton.
 - $\epsilon_{bc} = 3.5\%$ en flexion.
 - $\epsilon_{bc} = 2\%$ en compression.
- Allongement ultime d'acier limite à 10%.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivot A, B ou C.

b- l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Pas de glissement relatif béton-acier.
- Le béton à une résistance de traction supposée nulle.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (loi de Hooke).

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b \qquad \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

- Par convention $\eta = \frac{E_s}{E_b}$, rapport d'équivalence à pour valeur $\eta = 15$.
- Il est fait abstraction du retrait et fluage.

Chapitre II

Pré Dimensionnement des éléments

II- 1- Pré dimensionnement .

II-2- Charges et sur charges.

II-3- Les planchers.

II-4- Balcon accessible.

II-5- Balcon non accessible.

II-6-Murs extérieurs (15 cm).

II-7- Les escaliers.

II-8- Descente des charges.

II- 1- Pré dimensionnement :

II-1-1- Les planchers:

Tous les planchers sont en corps creux, et ils composés d'une table de compression en béton armé à corps creux (heur dis) et des poutrelles (nervures), disposés dans la petit portée :

Epaisseurs de cas plancher est déterminée en respectant les deux conditions :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_n}{22.5}$$

h_t : la hauteur totale du plancher à corps creux avec $L_x=3.60\text{ m}$ (plus grande dimension entre mis des nervure).

$$h \geq \frac{360}{22.5} = 16\text{ cm}$$

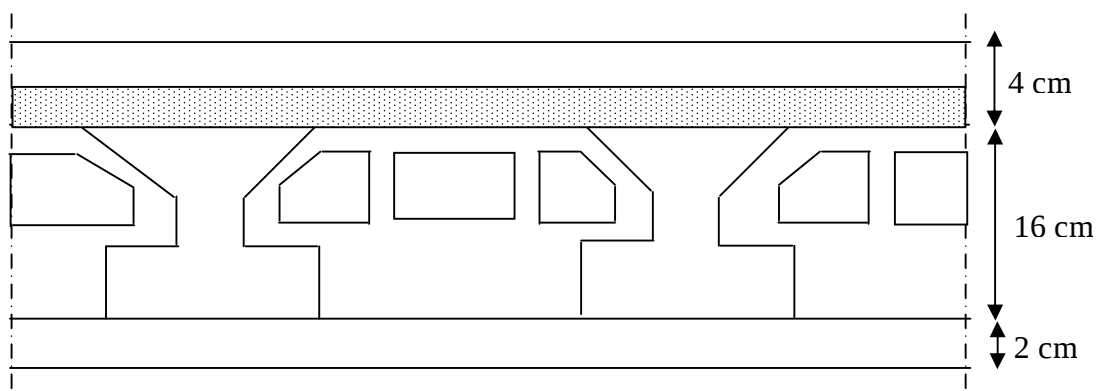
$$h_t \geq \left(\frac{M_t}{15.M_0} \right) L_x$$

Avec: $M_t = 0.75 M_0$ (moment isostatique maximale).

$$h_t \geq \frac{L}{15} \times \frac{0.75 M_0}{15.M_0} = 18\text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20\text{ cm}$.

A partir des deux inégalités précédents on opte pour $h_t = 20\text{ cm}$ soi des planchers à corps creux de type (16+4)cm.



Corps creux (16+4)

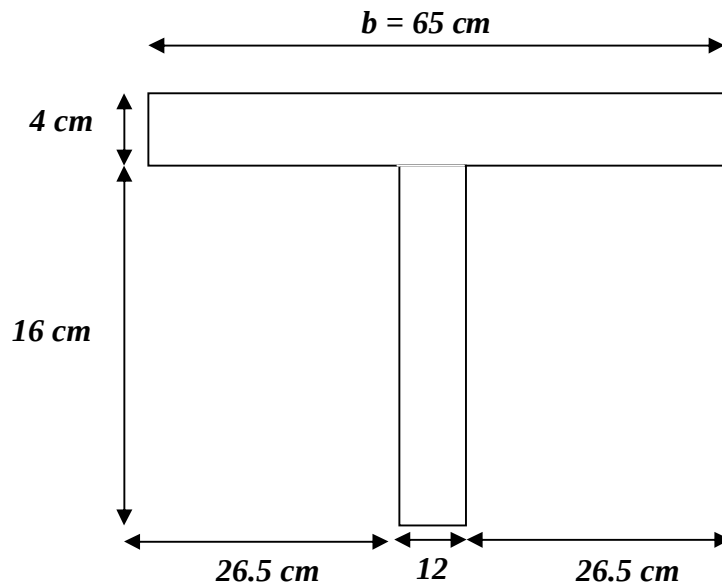
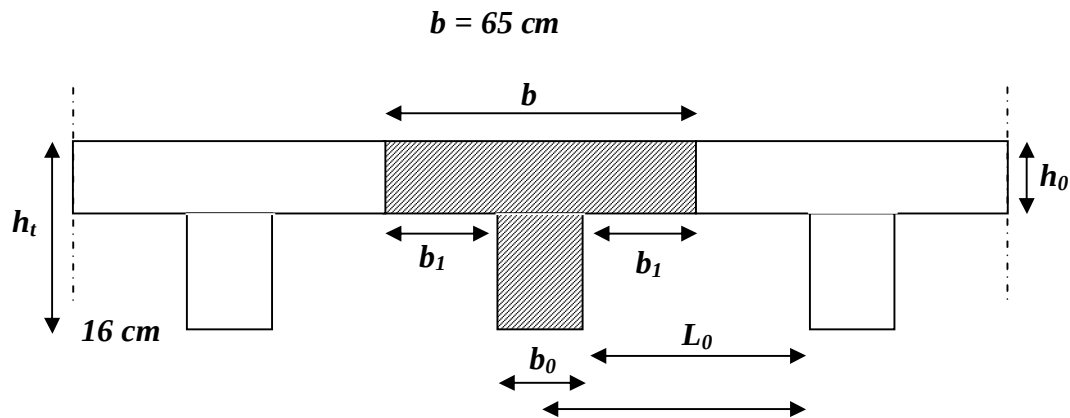
II-1-2- Les nervure (poutrelles):

La sections transversale des nervures assimilée à une section en T qui à les caractiristiques géométriques suivants:

- la largeur de la table de compression est égale à: $b=b_0+2b_1$.
- La largeur de la nervure b_0 est: $b_0 = 12 \text{ cm}$ « pour des raison contractures ».

$$b_1 = \min \left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right) \left\{ \begin{array}{l} L_0 = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{ex}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$



II-1-3- Les Poutres:

- $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $d \geq 30 \text{ cm}$
 - $\frac{d}{b} \leq 4$
- RPA 99

b : largeur de la poutre.

h : hauteur utile de la poutre.

Et d'après les formules des condition des flèches doivent vérifier les conditions suivants :

$$h = \frac{L}{16} \text{ à } \frac{L}{10} \text{ pour les poutres sur appui simple.}$$

$$h = \frac{L}{18} \text{ à } \frac{L}{14} \text{ pour les poutres continues (travée intermédiaire).}$$

$$h = \frac{L}{16} \text{ à } \frac{L}{12} \text{ pour les poutres continues (travée de rive).}$$

$$b = 0.3d \text{ à } 0.6d \text{ pour une section rectangulaire.}$$

$$b = 0.2d \text{ pour une section en "T".}$$

On L désigné la portée de la poutre et $d = 0.9h$.

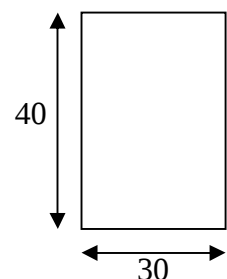
A- Les poutres principales:

$$L = 450 \text{ cm} = 4.5 \text{ m}$$

$$h = \begin{cases} \frac{450}{16} = 28.13 \text{ cm} \\ \frac{450}{12} = 37.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend: $h = 40 \text{ cm}$ d'ai : $d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$b = \begin{cases} 0.3 \times 3.6 = 108 \text{ cm} \\ 0.6 \times 3.6 = 21.6 \text{ cm} \end{cases}$$



Vérification :

$$H = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ ----- Ok.}$$

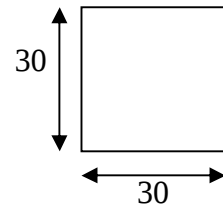
$$B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ ----- Ok.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4 \text{ ----- } Ok.$$

B- Les poutres Secondaires:

$$L = 360cm = 3.6m$$

$$h = \begin{cases} \frac{360}{16} = 22.5cm \\ \frac{360}{12} = 30 \end{cases} \Rightarrow h = 30cm$$



Donc on prendra:

$$h = 30cm \text{ d'où } d = 0.9 \times 30 = 27cm$$

$$b = \begin{cases} 0.3 \times 27 = 8.1cm \\ 0.6 \times 27 = 16.2cm \end{cases}$$

Donc : $b = 30cm$.

Vérification:

$$h = 30cm \geq 30cm \text{ ----- } Ok.$$

$$b = 30cm \geq 20cm \text{ ----- } Ok.$$

$$\frac{h}{b} \leq 4cm \Rightarrow 1 < 4cm \text{ ----- } Ok.$$

Les démentions de la section transversale des poteaux.

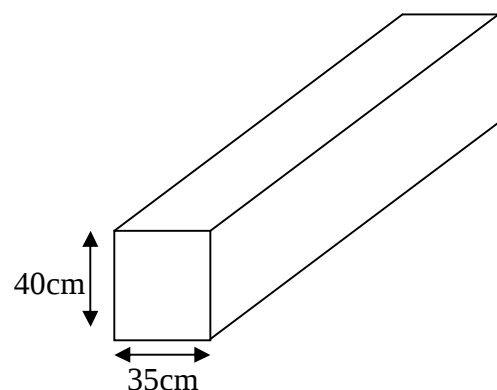
h : hauteur d'étage.

On prend:

$$b = 35cm \text{ et } h_1 = 40cm$$

Vérification:

$$\begin{cases} \min(35 \times 40) \geq 25 \text{ ----- } Ok \\ \min(35 \times 40) \geq \frac{266}{20} \text{ ----- } Ok \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{35} \leq 4 \text{ ----- } Ok \end{cases}$$



II-1-4- Les escaliers:

Les escaliers sont coulés sur place, ils sont constitués d'une paillasse appuyée sur les poutres de plancher et de palier intermédiaire appuyé sur les paliers situés à mi hauteur d'étage de section transversale à celle des poutres qui sont parallèles.

Les marches s'appuient sur la paillasse, leur largeur " g " appelée "giron" est la paillasse de BLONDEL pour celle de la hauteur de la contre marche à " h " ainsi pour $h = 17 \text{ cm}$ (cette valeur proposée par l'architecte), valeur g et telle que :

$$\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 66 \\ g + 2h = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où: $g = 30 \text{ cm}$.

Donc : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

$$59 \text{ cm} < 30 + 2 \times 17 < 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ --- Ok}$$

L'épaisseur de la paillasse e_p doit vérifier les conditions suivantes:

h : la hauteur étage.

L_p : longueur de la paillasse.

L : la longueur projetée de la paillasse.

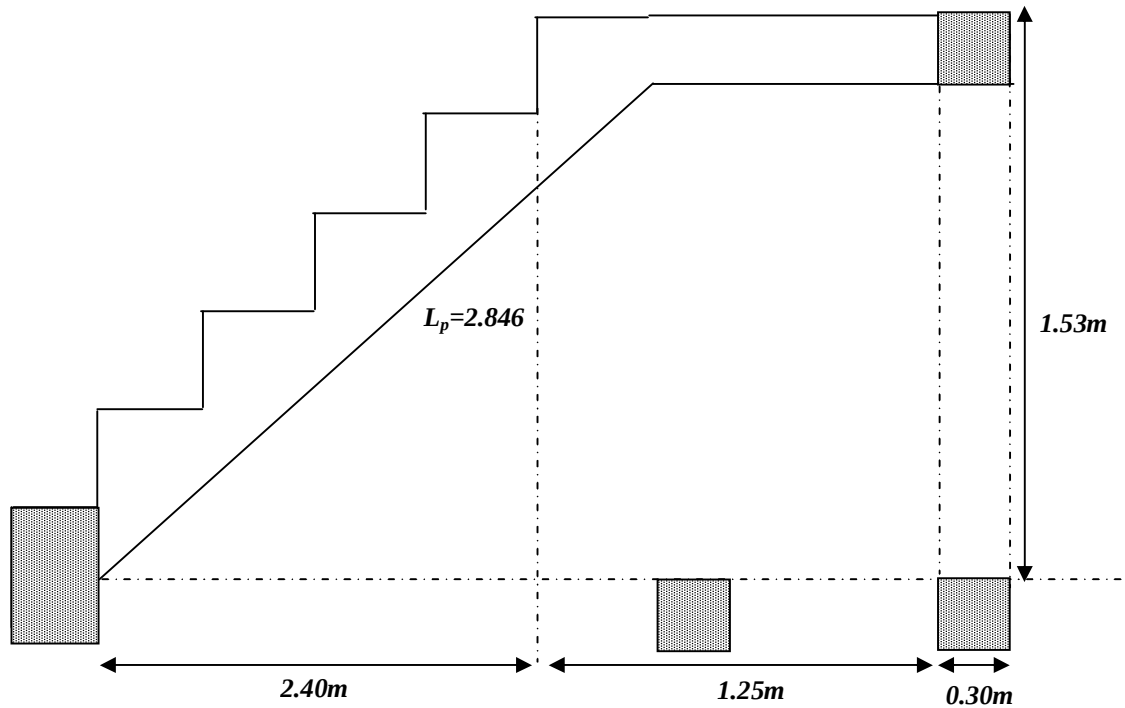
$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

$$L_p = \sqrt{2.40^2 + 1.35^2} = 2.85 \text{ m}$$

$$\frac{2.85}{30} \leq e_p \leq \frac{2.85}{20}$$

$$9.50 \leq e_p \leq 14.25$$

On prend : $e_p = 12 \text{ cm}$



II-2- Charges et sur charges:

A- Charge permanente:

- Poids propre:

$$P_p = S \times y \times 1$$

$$G_1 = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1) \times 0.5}{2} \right] \times 2000$$

$$G_1 = 171.25 \text{ Kg/m}$$

Enduit en ciment (1.5 cm):

$$G_2 = [(0.6 + 0.1 + 0.105 + 0.70 + 0.1 + 0.5) \times (0.015 \times 2000)]$$

$$G_2 = 63.15 \text{ Kg/m}$$

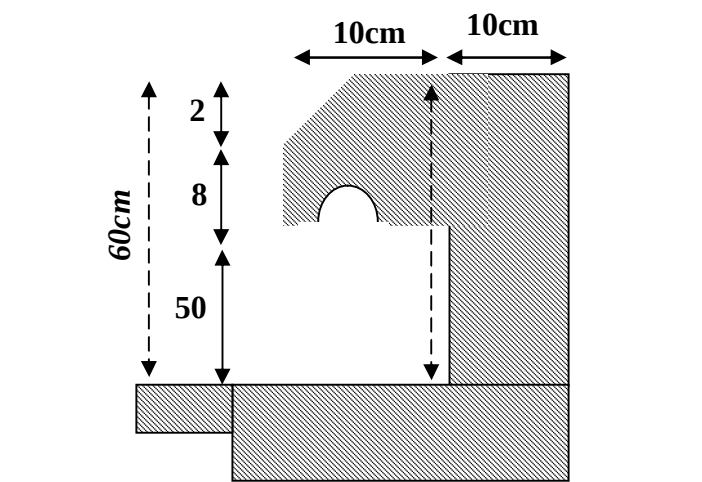
$$G_t = G_1 + G_2$$

$$G_t = 171.25 + 63.15$$

$$G_t = 234.4 \text{ Kg/m}$$

B- Charge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ Kg/ml}$$



II-3- Les planchers:

A- Plancher terrasse :

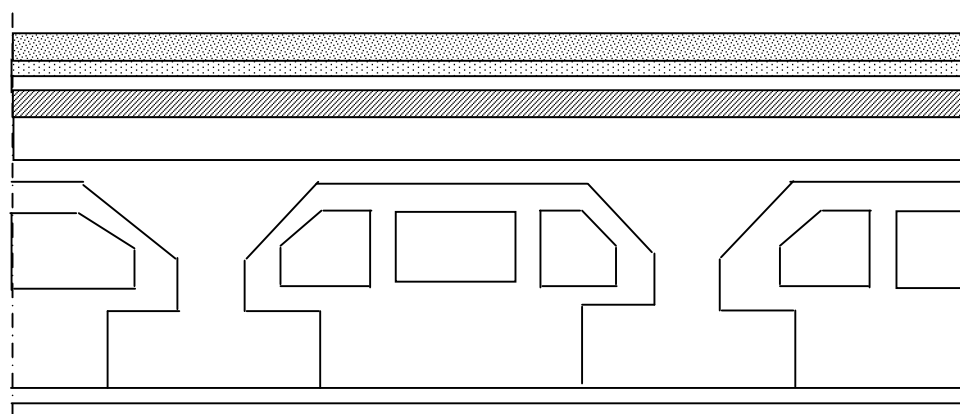
A-1- Charge permanente :

1- Protection d'étanchéité gravillon	(0.05x2000)	100 Kg/m ²
2- Etanchéité multicouche	(0.02x600)	12 Kg/m ²
3- Couche d'isolation en liège	(0.04x400)	16 Kg/m ²
4- Forme de pente de 1%	(0.08x2000)	160 Kg/m ²
5- Plancher corps creux		265 Kg/m ²
6- Enduit de plâtre	(0.02x1300)	26 Kg/m ²

$$\Sigma G = 579 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

A-2- Sur charge d'exploitation :



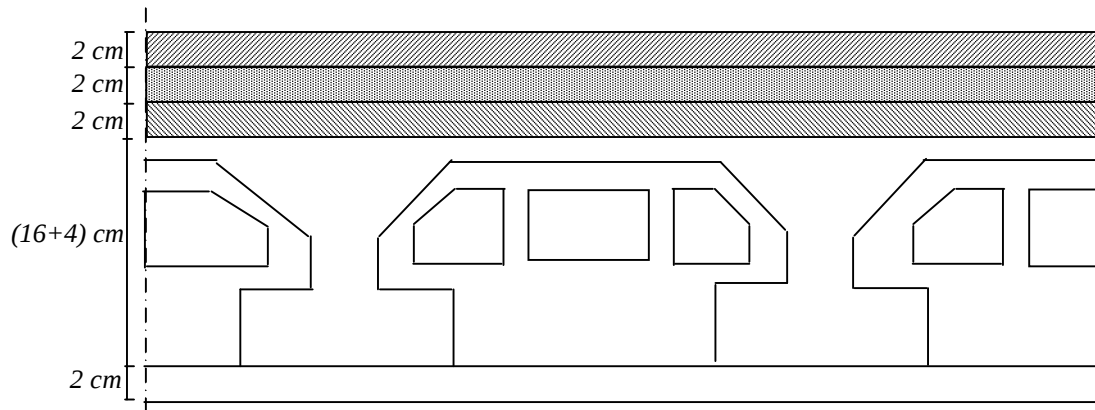
B- Plancher d'étage courant:

B-1- Charges permanentes:

1- Carrelage:	(0.02x2200)	44 Kg/m ²
2- Mortier:	(0.02x2000)	40 Kg/m ²
3- lit de sable:	(0.02x1800)	36 Kg/m ²
4- plancher à corps creux:	(16+4)	265 Kg/m ²
5- Enduit de plâtre:	(0.02x1400)	28 Kg/m ²
6- Cloisons légers		78 Kg/m ²

$$\Sigma G = 488 \text{ Kg/m}^2$$

B-2- Surcharges d'exploitation: $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$



II-4- Balcon accessible:

A- Charges permanentes:

- Carrelage	(2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
- Motier de pose	(2cm)	$0.03 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
- Lit de sable	(3cm)	$0.03 \times 1800 = 54 \text{ Kg/m}^2$
- Plancher corps creux	(12cm)	$0.12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$
- Enduit de plâtre	(1.5cm)	$0.015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma G_t = 468 \text{ Kg/m}^2$$

B- Charges exploitations:

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

II-5- Balcon non accessible:

A- Charges permanentes:

1- Protection d'étanchéité gravillon	(0.05x1800)	90 Kg/m^2
2- Etanchéité multicouche (2cm)	(0.02x600)	12 Kg/m^2
3- Couche d'isolation en liège (4cm)	(0.04x400)	16 Kg/m^2
4- Forme de pente de 1%	(0.08x2000)	160 Kg/m^2
5- Plancher corps creux (12 cm)		265 Kg/m^2
6- Enduit de plâtre (2cm)	(0.02x1300)	26 Kg/m^2

$$\Sigma G = 604 \text{ Kg/m}^2$$

B- Surcharges d'exploitation :

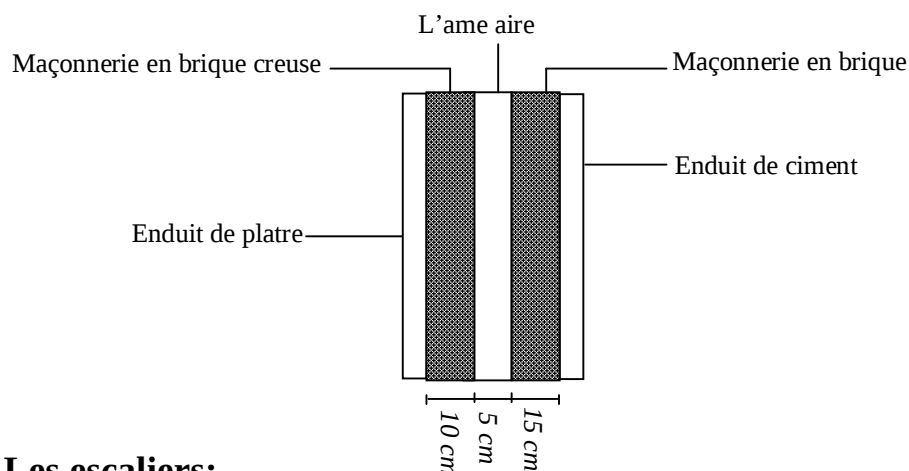
$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

II-6-Murs extérieurs (15 cm)

- Charges permanentes:

- Maçonnerie en brique creuse	(15 cm)	$0.15 \times 1400 = 210 \text{ Kg/m}^2$
- Maçonnerie en brique creuse	(10 cm)	$0.10 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
- Enduit de plâtre	(15 cm)	$0.015 \times 1300 = 19.5 \text{ Kg/m}^2$
- Enduit de ciment	(15 cm)	$0.015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$

$$\Sigma G = 400 \text{ Kg/m}^2$$



II-7- Les escaliers:

Type 1 : Palier:

1- Carrelage (2cm):	0.02×2200	44 Kg/m^2
2- Mortier de dépose (2cm):	0.02×2000	40 Kg/m^2
3- Dalle pleine en béton armé (12cm):	0.12×2500	300 Kg/m^2
4- Enduit de ciment (1.5cm):	0.015×2000	30 Kg/m^2

$$G = 414 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitation:

Type 2 : Paillasse.

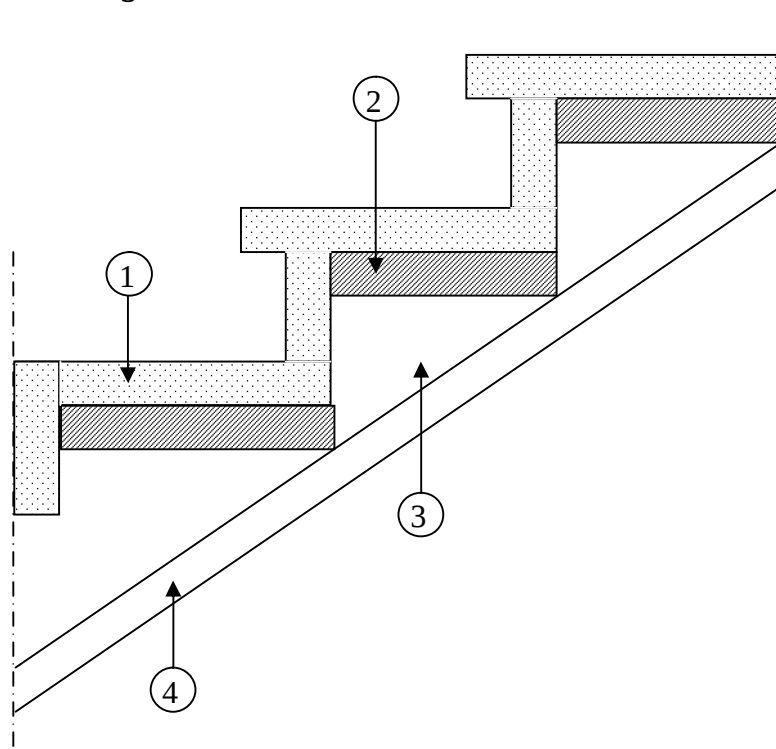
1- Carrelage (2cm):	0.02×2200	44 Kg/m^2
2- Mortier de pose (2cm):	0.02×2000	40 Kg/m^2
3- Paillasse en béton armé (12cm):	0.12×2500	300 Kg/m^2
4- Enduit de ciment (1.5cm):	0.015×2000	30 Kg/m^2
5- Poids de marche (17cm):	$0.17 \times 2200/2$	187 Kg/m^2
6- Garde corps métallique :		40 Kg/m^2

Total des charges permanentes

$$G = 641 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitation:

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$



Récapitulatif:

Eléments		Charge permanentes G (Kg/m ²)	Surcharges d'exploitation Q (Kg/m ²)
Plancher terrasse		579	100
Plancher courant		488	150
Acrotère		234.4	-
Balcon	Etage	468	350
	Terrasse	604	150
Maçonnerie	Murs extérieurs	400	-
Escalier	Paillasse	641	250
	palier	414	250

II-8- Descente des charges:

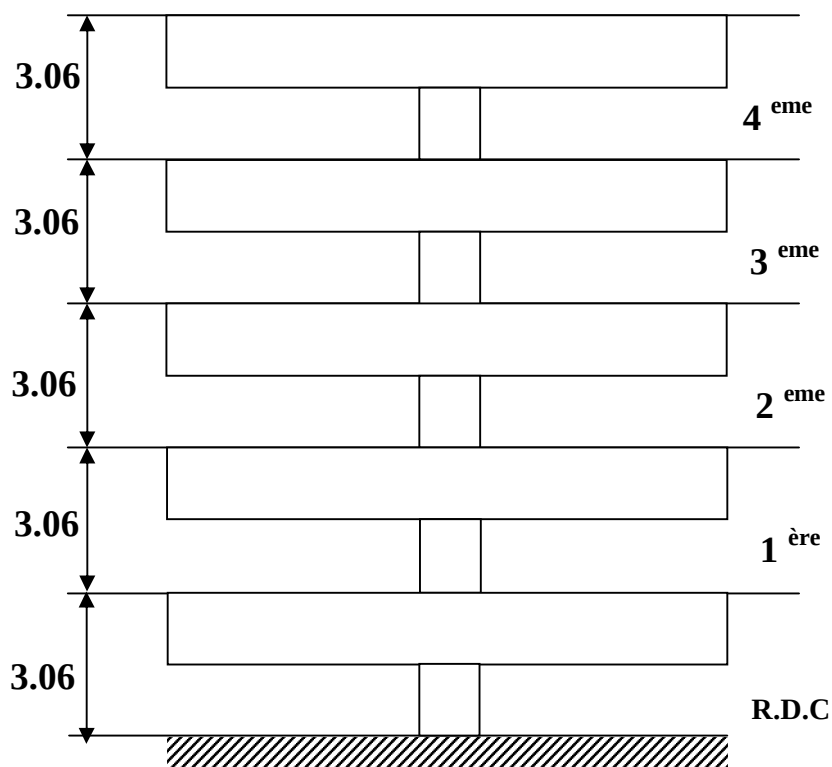
II-8-1-Introduction:

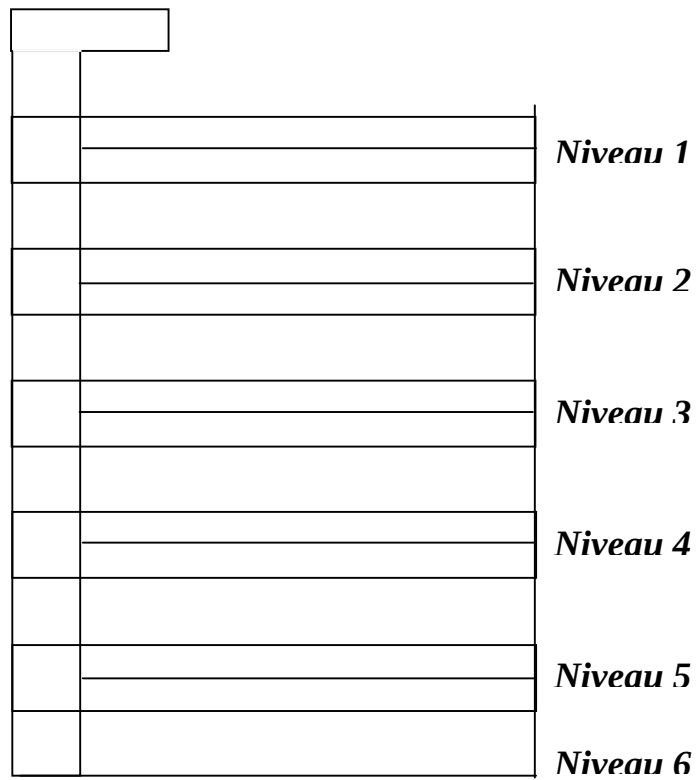
La descente des charges permanente et les charges d'exploitation qui consiste à calculer pour chaque élément porteur de la construction poteau les charges qui supportent au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation. pour cela, il faut considérer la nature et l'importance la force agissant sur le bâtiment tel que:

- Charge permanent ou poids propre.
- Sur charges d'exploitation.

Trois poteaux les plus chargés suivant :

- 1- Poteau d'angle.
- 2- Poteau intermédiaire.
- 3- Poteau de rive.

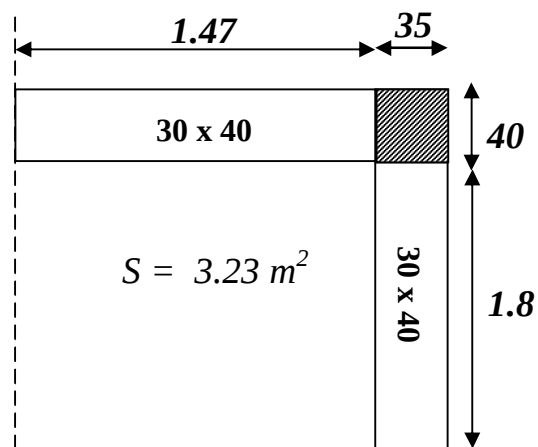




A- Poteau d'angle:

Sur charge planche:

$$S = 1.47 \times 2.2 = 3.23 \text{ m}^2$$



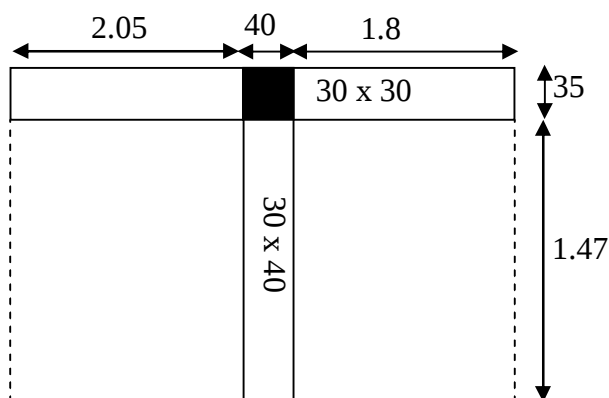
Niveau	Elément	G(Kg)	Q(Kg)
1-1	- Acrotère: $234.4 \cdot (1.47 + 2.2) \times 216.96$	860.25	323
	- Plancher terrasse: 3.23×579	1870.17	
	- Poutres principal : $(0.4 \times 0.3 \times 2.2) \times 2500$	660	
	- Poutres secondaire : $(0.30 \times 0.30 \times 1.47) \times 2500$	330.75	
	- Poteau : $(0.4 \times 0.35 \times 2.66) \times 2500$	931	
	- Murs extérieurs : $(2.2 \times 2.66) \times 400$	2340.8	
	- Sur charge d'ex : 100×3.23		
	TOTAL 1-1	6992.97	323
2-2	Venant n°1	6992.97	484.5
	- Plancher. Courant 488×3.23	1576.24	
	- Poutres principal	660	
	- Poutres secondaire	330.75	
	- Poteau	391	
	- Murs. extérieurs	2340.8	
	- Sur charge. d'exploitation		
	TOTAL 2-2	12831.76	807.5
3-3	Venant n°2	12831.76	484.5
	- Plancher. Courant	1576.24	
	- Poutres principal	660	
	- Poutres secondaire0	330.75	
	- Poteau	391	
	- Murs. extérieurs	2340.8	
	- charge. d'exploitation		
	TOTAL 3-3	18670.55	1292
4-4	Venant n°3	18670.55	484.5
	- Plancher. Courant	1576.24	
	- Poutres principal	660	
	- Poutres secondaire	330.75	
	- Poteau	391	
	- Murs. extérieurs	2340.8	
	- charge. d'exploitation		
	TOTAL 4-4	24509.34	1776.5
5-5	Venant n°4	24509.34	484.5
	- Plancher. Courant	1576.24	
	- Poutres principal	660	
	- Poutres secondaire	330.75	
	- Poteau	391	
	- Murs. extérieurs	2340.8	
	- charge. d'exploitation		
	TOTAL 5-5	30348.13	2261

B- Poteau de rive:

C- poteau de rive central B-B:

$$S = 3.23 + 1.47 \times 2.05$$

$$S = 6.24 \text{ m}^2$$



Neveux	Elément	G(Kg)	Q(Kg)
1-1	- Acrotère: $(2.05 \times 1.8 + 0.4) \times 234.4$ - Plancher. terrasse: 6.24×579 - Poutres principal : $(0.3 \times 0.4) 2.45 \times 2500$ - Poutres secondaire : $(0.3 \times 0.3 \times 2.45) \times 2500$ - Murs. extérieurs: $(2.05 \times 2.66 + 1.8) \times 400$ - Poteau: $(0.4 \times 0.35 \times 2.66) \times 2500$ - Sur charge. d'exploitation: 100×6.24	996.2 3612.96 735 330.75 4096.4 931	624
	TOTAL	10702.31	624
2-2	Venant n°1 - Plancher. Courant: 488×6.24 - Poutres principal - Poutres secondaire - Murs. extérieurs - Poteau - Sur charge. d'exploitation	10702.31 3045.12 735 330.75 4096.4 931	936
	TOTAL	19840.58	1560
3-3	Venant n°2 - Plancher. Courant: - Poutres principal - Poutres secondaire - Murs. extérieurs - Poteau - Sur charge. d'exploitation	19840.58 3045.12 735 330.75 4096.4 931	997.5
	TOTAL	28978.85	2496
4-4	Venant n°3 - Plancher. Courant: - Poutres principal - Poutres secondaire - Murs. extérieurs - Poteau - Sur charge. d'exploitation	28978.85 3045.12 735 330.75 4096.4 931	936
	TOTAL	38117.12	3432
5-5	Venant n°4 - Plancher. Courant: - Poutres principal - Poutres secondaire - Murs. extérieurs - Poteau - Sur charge. d'exploitation	38117.12 3045.12 735 330.75 4096.4 931	936
	TOTAL	47255.39	4368

C- Poteau central:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

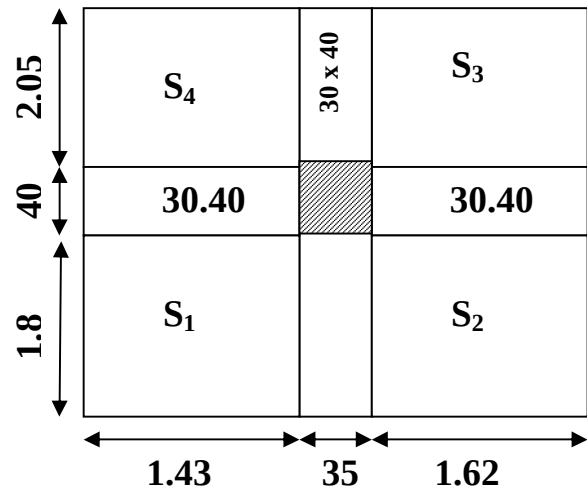
$$S_1 = (1.8 \times 1.43)$$

$$S_2 = 1.8 \times 1.62$$

$$S_3 = 2.05 \times 1.43$$

$$S_4 = 2.05 \times 1.62$$

$$S = 11.73 \text{ m}^2$$



Neveux	Elément	G(Kg)	Q(Kg)
1-1	- Plan terrasse: 579 x 11.4 - Poutres principal: 0.3 x 0.4 x 4.1 x 2500 - Poutres secondaire: 0.35 x 0.25 x 3 x 2500 - Poteau : 0.3 x 0.3 x 2.66 x 2500 - Sur charge. d'exploitation: 100 x 11.4	6791.67 1155 686.25 931	1173
	TOTAL	9563.92	1173
2-2	Venant n°1 - Plancher. Courant: ² - Poutres principal - Poutres secondaire - Poteau - Sur charge. d'exploitation	9185.35 5724.24 1155 686.25 931	1173 1759.5
	TOTAL	23784.65	2932.5
3-3	Venant n°2 - Plancher. Courant: ² - Poutres principal - Poutres secondaire - Poteau - Sur charge. d'exploitation	23784.65 5724.24 1155 686.25 931	2932.5 1759.5
	TOTAL	32281.15	4692
4-4	Venant n°3 - - Plancher. Courant: ² - Poutres principal - Poutres secondaire - Poteau - Sur charge. d'exploitation	32281.15 5724.24 1155 686.25 931	4692 1759.5
	TOTAL	40777.65	6451.5
5-5	Venant n°4 - - Plancher. Courant: ² - Poutres principal - Poutres secondaire - Poteau - Sur charge. d'exploitation	40777.65 5724.24 1155 686.25 931	6451.5 1759.5
	TOTAL	49274.14	8211

II-8-2- Combinaison des actions:

Les charges permanentes G et les sur charges d'exploitation Q sollicitant les trois poteaux choisis, ainsi que leur combinaisons à l'état limite ultime E.L.U est récapituler dans le tableau suivant :

Poteau	G (Kg)	Q(Kg)	Nu=1.35G+1.5Q(Kg)
Poteau d'angle	30348.13	2261	44361.47
Poteau de rive	47255.39	4368	70346.78
Poteau central	49274.14	82.11	78836.59

$$N_u = 78836.59 MN \text{ .}$$

II-8-3- Dimensionnement:

L'effort normal de compression ultime N_u agissant sur le poteau doit être au plus égale:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

Ou: $B_r = (\alpha-2)^2$ section réduit.

$\gamma_b = 1.5$ (coefficient d'action fondamentale).

$\gamma_s = 1.15$ (cas général).

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour : } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

D'où:

$$N_u \leq \alpha \times \frac{B_r \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b}$$

$$B_r \geq \frac{0.9\gamma_b \times N_u}{\alpha \times F_{C28}}$$

Avec: $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$ (Poteau d'un bâtiment à d'étages multiples).

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} \times L_f}{a} = \frac{2\sqrt{3} \times 2.14}{0.35} = 21.18 < 50$$

Il y a pas lieu de vérifier l'état ultime d'instabilité de forme du poteau.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.18}{35} \right)^2} = 0.788$$

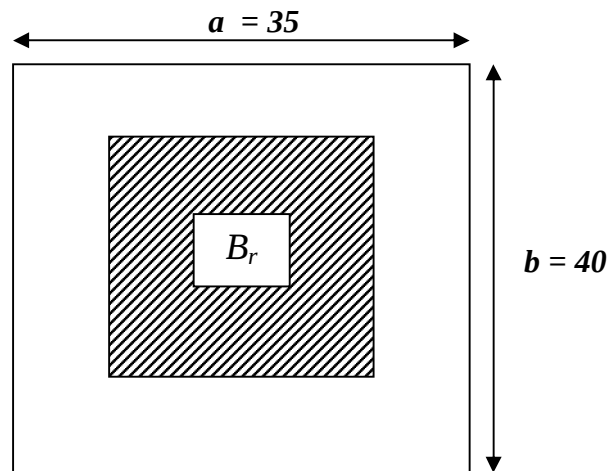
$$B_r = \frac{0.9 \times 1.5 \times 78836.59 \times 10^{-1}}{0.788 \times 25} = 540.25 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$a = \sqrt{540.25} = 23.24 \text{ cm}$$

$$a = 35 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III-1- L'acrotère:

III-2- Les balcons :

III- 3- Les escaliers :

III-4- Etude des blanchers :

III-1- L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse qui assure essentiellement la fonction d'étanchéité et protection des personnes contre la chute.

III-1-1- Efforts de calcul :

L'acrotère est schématisé une console de hauteur $H = 0.6m$, encadré au plancher terrasse elle est soumise à son poids propre G , et force horizontale

$F_{\max} (F_p, F_q)$ appliquée à son extrémité libre telle que:

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

$$F_q = 100Kg \text{ (force conventionnelle fixée pour le CBA 93):}$$

Où : $A = 0.15$ désigne le coefficient d'accélération de la zone de groupe d'usage (zone II) groupe d'usage 2).

$G_p = 0.8$ le facteur de force horizontale.

$W_p = 234.4Kg / ml$ (poids propre).

$$F = \max \begin{cases} F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 234.4 = 112.512Kg / ml \\ F_q = 100Kg / ml \end{cases}$$

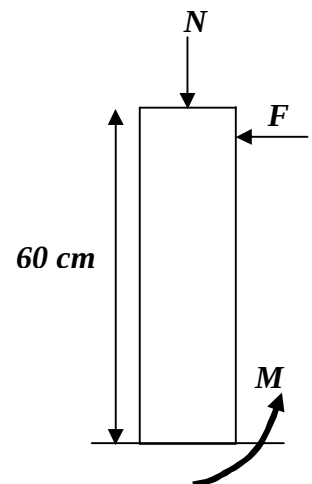
Le calcul est effectué sur une bande de $1m$ de largeur :

$$M_U = 1.5 \times H \times F = 1.5 \times 0.6 \times 112.512 = 101.260Kg.m$$

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 234.4 = 316.44Kg$$

$$M_S = F \times H = 112.512 \times 0.6 = 67.507Kg.m$$

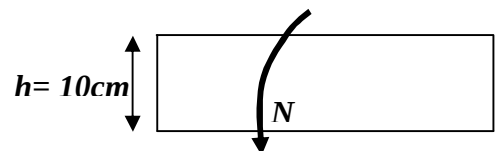
$$N_S = G = 234.4Kg.m$$



III-1-2- Calculs à l'E.L.U:

Le centre de gravité de pression de l'effort normal se trouve à l'extérieur de noyau central ELU.

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_U}{N_U} = \frac{101.260}{316.44} = 0.32m \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 < e_0$$



la section est partiellement comprimée le moment fléchissant appliqué au centre

$$M_f = M_U + N_U \left(d - \frac{h_t}{2} \right)$$

Avec $d = 0.9 h = 0.9 \times 0.1 = 0.09 \text{ m}$ (la hauteur utile)

$$M_f = 101.260 + 316.44 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 113.917 \text{ Kg / m}$$

La section A_s des armatures tendue est calculées comme suite :

a- Ferrailage :

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} = \frac{113.917 \times 10^{-5}}{1 \times (0.09)^2 \times 14.16} = 0.0099 \text{ Mpa}$$

$$0.0099 \leq \mu_a = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées } (A_x = 0)$$

$$\alpha_U = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right)$$

$$\alpha_U = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.0099)} \right)$$

$$\alpha_U = 0.012$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_U) \cdot d = (1 - 0.4 \times 0.012) \cdot 0.09 = 0.089 \text{ m}$$

$$M_U = 0.10 < 0.0186 \Rightarrow \text{pivot}(A) \Rightarrow \begin{cases} \sum E_s = 1\% \\ \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{313.917 \times 10^{-1}}{0.089 \times (348)} = 0.36 \text{ cm}^2$$

b- La section d'acier finale:

$$A_U = A_s - \frac{N_U}{100 \times \sigma_s} = 0.36 - \frac{216.44 \times 10}{100 \times 348} = 0.296 \text{ cm}^2 \cong 0.27 \text{ cm}^2$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \cdot d \cdot F_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 9 \times 2.1}{400} = 1.086 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{ff} \dots\dots\dots 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III-1-3- Justification à E.L.S:

$$e_0 = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} = \frac{67.507}{234.4} = 0.28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ Cm}$$

On a: $e_0 > e_1$ d'où la section est partiellement comprimée.

Soit : $A_{ff} = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

$$M_{ser} = M_{Ser} + N_{Ser} \left(d - \frac{h_t}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 67.507 + 234.4 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 76.88 \text{ Kg}$$

$$Y_1^2 + 2n \times \frac{A_{st} + A_x}{b} \times Y_1 \times 2n \times \frac{A_x d' + A_{st} d}{b} = 0 \text{ avec : } n = \frac{E_s}{E_d} = 15 (\text{CBA93})$$

$$Y_1^2 + \frac{2 \times 15 \times 3.14}{100} \times Y_1 - \frac{2 \times 15 \times 3.14 \times 9}{100} = 0$$

$$Y_1^2 + 0.94 \times Y_1 - 8.478 = 0 \Rightarrow Y = 2.48 \text{ m}$$

A- Moment quartique :

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + n \times A_x (Y_1 - d)^2 + n \times A_{st} (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.48^3}{3} + 15 \times (3.14) (9 - 2.48)^2 = 2510.67 \text{ cm}^2$$

B- Contrainte maximale dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y_1 \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{67.507 \times 100}{251.067} \times 2.48 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

C- Contrainte maximale dans l'acier:

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s}{I} \times (d - Y_1)$$

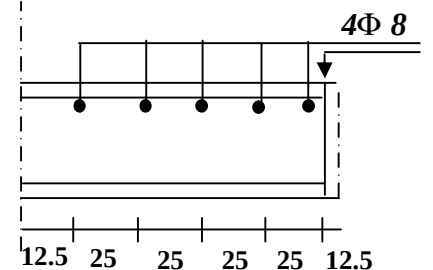
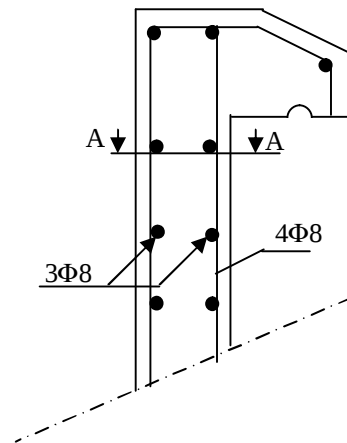
$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot F_e \sqrt{n \cdot F_{t28}} \right\}$$

$n = 1.6$ la fissuration est préjudiciable pour les aciers HA :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{67.507 \times 10}{2510.67} \times 15 (9 - 2.84) = 26.29 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$



Φ 8

III-2- Les balcons :

Les balcon seront étudiés comme un console courante relativement par une répartie (G, Q) et un concentrée de poids propre de balcon le calcul relais pour une bande de 1 m de longueur et l m de la hauteur à la flexion simple.

III-2-1- Balcon accessible :

La charge permanent du balcon courant : $G = 468 \text{ kg.m}^2$.

La charge d'exploitation du balcon courant : $Q = 350 \text{ kg.m}^2$.

- parpaing creuse (10Cm) $\rightarrow 1400 \times 0.1 = 140 \text{ kg/m}^2$.

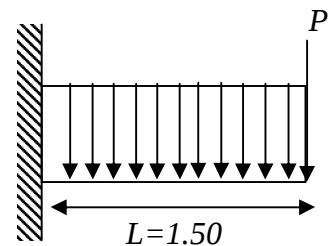
- Enduit intérieure (1.5Cm) $\rightarrow 2000 \times 0.015 = 30 \text{ Kg.m}^2$.

- Enduit extérieure (1.5Cm) $\rightarrow 2000 \times 0.015 = 30 \text{ Kg.m}^2$

$$G = 200 \text{ kg/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times P = 270 \text{ Kg / m}^2$$

$$P_s = 200 \text{ Kg / m}^2$$



II-2-2- Ferrailage à l'ELU :

A- Combinaison de charge :

$$Q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \Rightarrow Q_u = (1.35 \times 468) + (1.5 \times 350) = 1156.8 \text{ Kg.m}$$

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 200 = 270 \text{ Kg}$$

B- Calcul des moments d'encastrement :

$$M_0 = \frac{Q_u L^2}{2} + P_u \times L = \frac{1156.8 \times (1.50)^2}{2} + 270 \times 1.50 = 1706.4 \text{ Kg.m}$$

C- Ferrailage :

$$D = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}^2$$

On prend : $d = 10 \text{ cm}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \delta_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1706.4 \times 10^{-5}}{1 \times (0.1)^2 \times 14.16} = 0.12$$

$$U_{bu} = 0.12 < U_a = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} (A_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.12)}) = 0.160$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha_u) = 10 \cdot (1 - 0.4(0.160)) = 9.36 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.12 \leq 0.187 \Rightarrow \text{pivot} \quad A \Rightarrow \begin{cases} \delta_s = 10\% \\ \alpha_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{1706.4 \times 10^{-1}}{0.0936 \times 348} = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_s = 5 \text{ HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

D- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} < 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

III-2-3- Justification à l'ELS :

$$Q_{ser} = G + Q = 468 + 350 = 818 \text{ Kg.m}^2$$

$$p_u = 200 \text{ Kg}$$

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \cdot L^2}{2} + P_s \cdot L = \frac{818 \times (1.50)^2}{2} + 200 \times 1.50 = 1220.25 \text{ Kg.m}^2$$

A- La condition des armatures :

$$\bar{\sigma}_{ser} = 0.6 \cdot f_{C28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min \left[\frac{2}{3} \cdot 400; M_0 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min \left[\frac{2}{3} \cdot 400 = 266.66; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \right]$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = 201.63 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable).}$$

Position d l'axe neutre :

$$Y_1 = \alpha_1 \cdot d = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} \cdot \sigma_s} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 10 = 5.27 \text{ cm}$$

Le bas de léser :

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 0.1 - \frac{0.0527}{3} = 0.083 \text{ m}$$

$$M_1 = b \cdot y \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \left[d - \frac{y_1}{3} \right] = 1 \times 0.0527 \times \frac{15}{2} \times \left[0.1 - \frac{0.0527}{3} \right] \times 10^5 = 3258.18 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ser} = 1220.25 \text{ Kg.m} < M_1 = 3258.18 \text{ Kg.m} \Rightarrow \text{Pas besoin d'armatures comprimées } A_s = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \cdot \sigma_s} = \frac{1220.25 \times 10^{-1}}{0.083 \times 201.63} = 7.29 \text{ cm}^2$$

B- Condition de non Fragilité :

$$A_{\min} \leq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{Fe} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.207 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_{st}, A_{ser}, A_{\min})$$

$$A_s = \text{Max}(5.65, 7.29, 1.207)$$

$$\text{soit : } A_s = 5.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

C- Armatures de répartition :

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

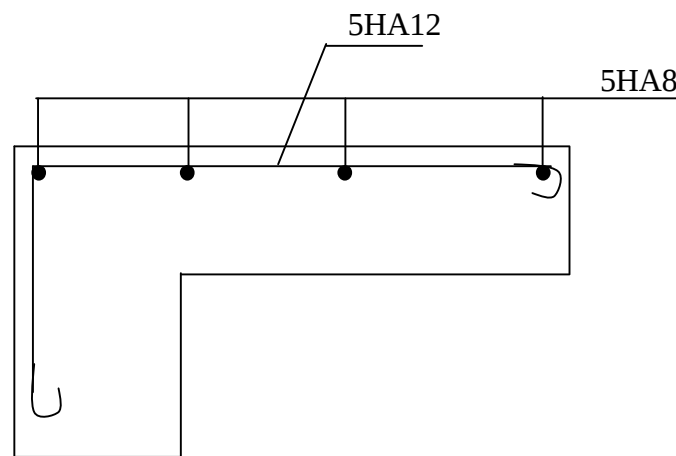
$$\text{soit : } 5HA8 = 2.5 \text{ cm}^2$$

D- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{q_u \cdot l + P_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1156.8 \times 1.5 + 270}{1 \times 0.10} = 20052 \times 10^{-5} = 0.200 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min \{0.15 \times F_{c28}; 4 \text{ Mpa}\}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa}$$



III- 3- Les escaliers :

Les escaliers desservent les différents niveaux de bâtiment sont conditionnés d'une palette de paliers dont un est partiellement en console la palette de paliers sont en béton armé coulé sur place, les marches et les contre marches sont en béton maigre au-dessus des marches un revêtement de carrelage en céramique est posé sur un mortier de ciment.

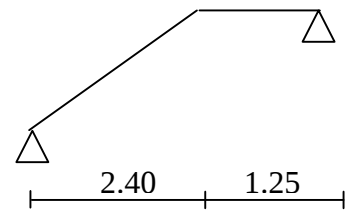
Les dimensionnements des marches et des contres doivent vérifier la condition suivante : condition BLANDEL.

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

$$59 \leq 64 \leq 64$$

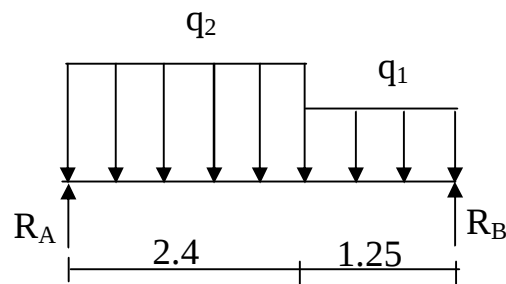
L'épaisseur de paliasse et la palier doué par :

$$\frac{L}{30} \leq 2 \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$



Les charge permanents et les sur charge d'exploitation ainsi que leurs combinaison Q_u à l'ELU et Q_s sont consignées dans le tableau ci-dessous :

	$G(\text{Kg/m}^2)$	$Q(\text{Kg/m}^2)$	$Q_u = 1.35G + 1.5Q$	$Q_s = G + Q$
Palier	414	250	933.9	664
paillasse	641	250	1240.35	891



$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 1240.35 \cdot (2.4) + 933.9 \cdot (1.25)$$

$$R_A + R_B = 4144.215 \text{ Kg}$$

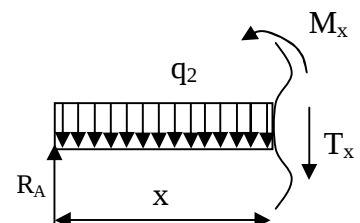
$$\sum M/B = 0 \Rightarrow$$

$$(R_A \times 3.65) - 1240.35 \times 2.4 \times \left(1.25 + \frac{2.4}{2}\right) - 933.9 \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2}\right) = 0$$

$$(R_A \times 3.65) - 5.88 \times (1240.35) - 0.78 \times 933.9 = 0$$

$$R_A = 2197.72 \text{ Kg}$$

$$R_B = 1946.5 \text{ Kg}$$



Moments fléchissant $M(x)$ et les efforts tranchants $T(x)$:

Pour : $0 < X < 2.4$

$$M(x) = R_A \cdot X - q_2 \cdot \frac{X^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} X = 0 \Rightarrow M_{(0)} = 0 \text{ Kg.m} \\ X = 2.4 \Rightarrow M_{(2.4)} = 1702.32 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$T(X) = R_A - q_2 \cdot X$$

$$\begin{cases} X = 0 \Rightarrow T(0) = 2197.72 \text{ Kg} \\ X = 2.4 \Rightarrow T(2.4) = -779.12 \text{ Kg} \end{cases}$$

Pour : $2.4 < X < 3.65$

$$T(X) = R_A - q_2 \cdot X - q_1(X - 2.4) = 0$$

$$\begin{cases} X = 2.4 \Rightarrow T(2.4) = -779.12 \text{ Kg} \\ X = 3.65 \Rightarrow T(3.65) = -3496.93 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$M_{(X)} = R_A \times X - q_2 \times 2.4 \cdot (X - 1.2) - q_1 \times (X - 2.4) \left(\frac{(X - 2.4)}{2} \right)$$

$$\begin{cases} X = 2.4 \Rightarrow M(2.4) = 1702.32 \text{ Kg.m} \\ X = 3.65 \Rightarrow M(3.65) = 0 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$T(X) = 0 \Leftrightarrow R_A - q_2 \cdot X = 0$$

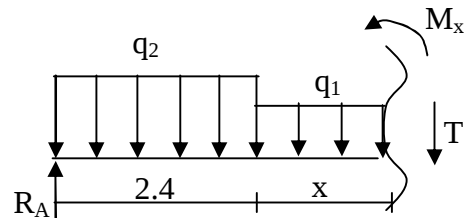
$$\Leftrightarrow X = \frac{R_A}{q_2} = \frac{2197.72}{1240.35}$$

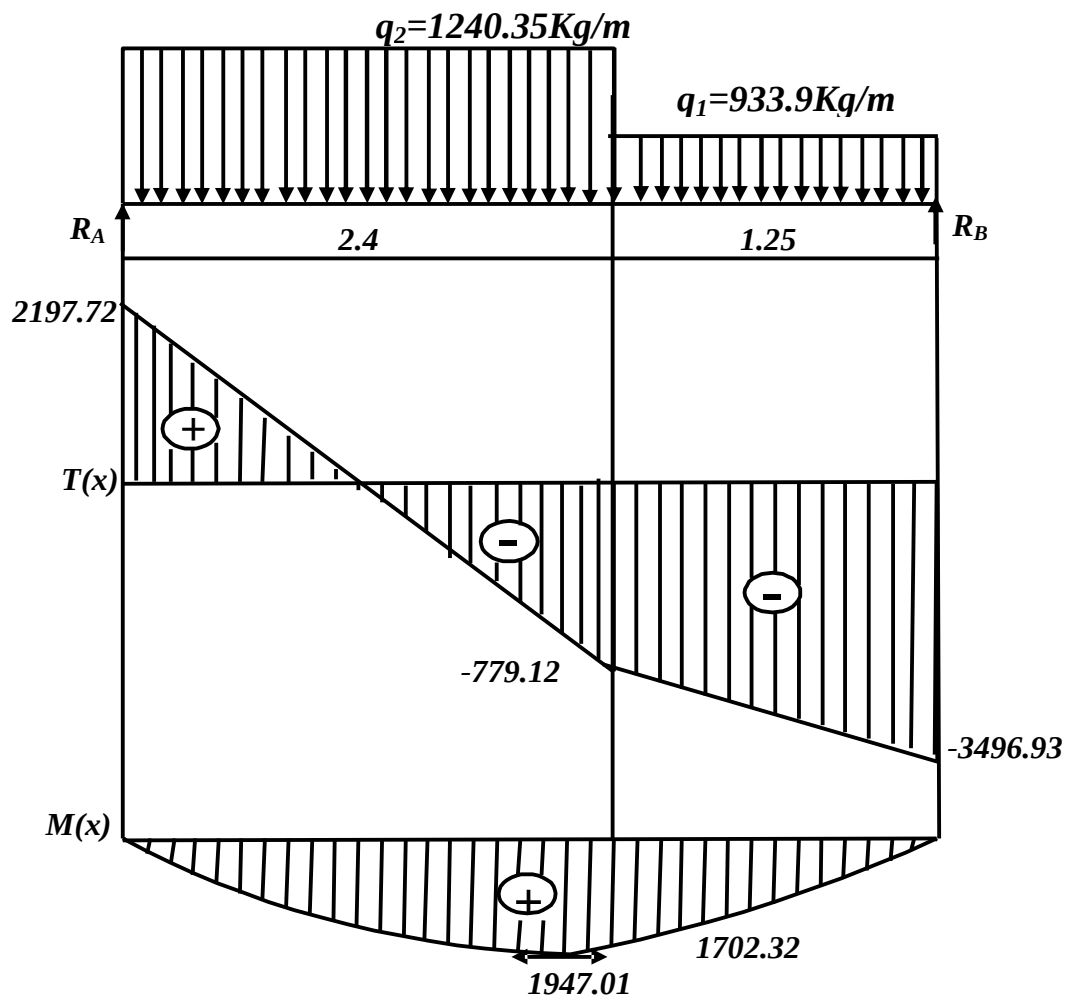
$$\Leftrightarrow X = 1.77 \text{ m}$$

$$M_{\max} : M(X) = 0 \Leftrightarrow X = 1.77$$

$$M_{(X)} = R_A \times X - q_2 \times \frac{X^2}{2} = 2197.72 \times 1.77 - 1240.35 \times \frac{(1.77)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 1947.01 \text{ Kg.m}$$





- l'E.L.S :

A- Réaction d'appuis :

$$q_1 = 664 \text{ Kg}$$

$$q_2 = 891 \text{ Kg}$$

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (891 \times 2.4) + (664 \times 1.25)$$

$$R_A + R_B = 2968.4 \text{ Kg}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(R_A \times 3.65) - (891 \times 2.4) \cdot \left(1.25 \times \frac{2.4}{2}\right) - \left(1.25 \times 664 \times \frac{1.25}{2}\right) = 0$$

$$R_A (3.65) = 891 \times 5.88 + 0.78 \times 664$$

$$R_A = 1577.26 \text{ Kg}$$

$$R_B = 1391.14 \text{ Kg}$$

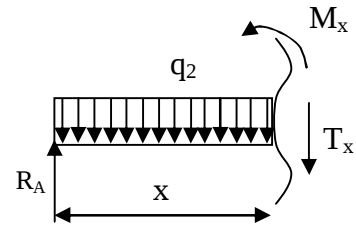
Pour : $0 < X < 2.4$

$$M(x) = R_A \cdot X - q_2 \cdot \frac{X^2}{2} = 0$$

$$\begin{cases} X = 0 \Rightarrow M_{(0)} = 0 \text{ Kg.m} \\ X = 2.4 \Rightarrow M_{(2.4)} = +1219.34 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$T(X) = R_A - q_2 \cdot X$$

$$\begin{cases} X = 0 \Rightarrow T(0) = 1577.26 \text{ Kg} \\ X = 2.4 \Rightarrow T(2.4) = -561.14 \text{ Kg} \end{cases}$$



Pour : $2.4 < X < 3.65$

$$T(X) = R_A - q_2 \cdot X - q_1(X - 2.4) = 0$$

$$\begin{cases} X = 2.4 \Rightarrow T(2.4) = -561.14 \text{ Kg} \\ X = 3.65 \Rightarrow T(3.65) = -2504.89 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$M_{(X)} = R_A \times X - q_2 \times 2.4 \cdot (X - 1.2) - q_1 \times (X - 2.4) \left(\frac{(X - 2.4)}{2} \right)$$

$$\begin{cases} X = 2.4 \Rightarrow M(2.4) = 1219.34 \text{ Kg.m} \\ X = 3.65 \Rightarrow M(3.65) = 0 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

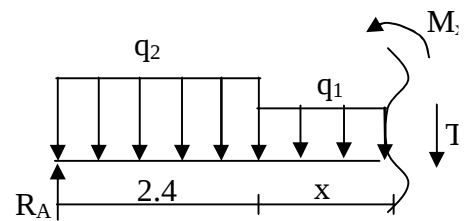
$$T(X) = 0 \Leftrightarrow R_A - q_2 \cdot X = 0$$

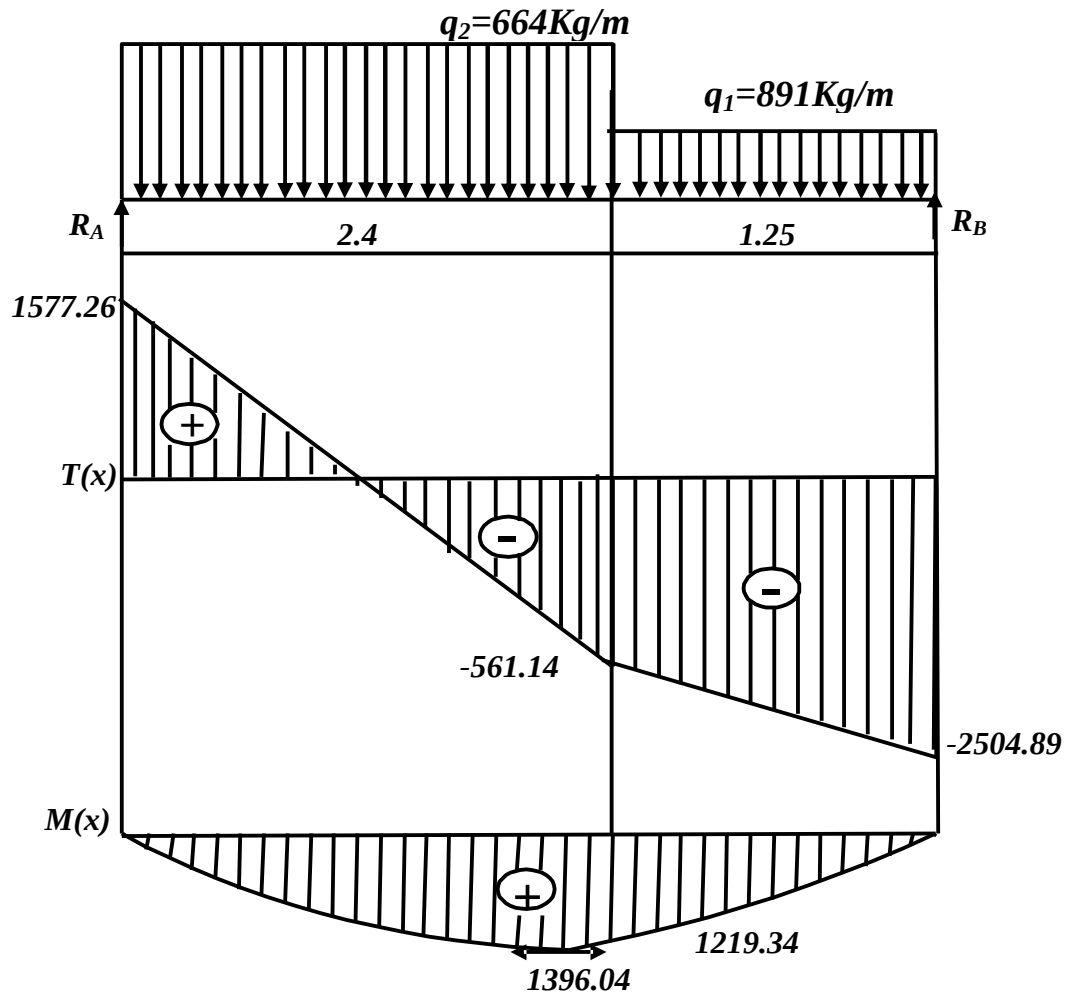
$$\Leftrightarrow X = \frac{R_A}{q_2} = \frac{1577.26}{891}$$

$$\Leftrightarrow X = 1.77 \text{ m}$$

$$M_{(X)} = R_A \times X - q_2 \times \frac{X^2}{2} = 1577.26 \times 1.77 - 891 \times \frac{(1.77)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 1396.04 \text{ Kg.m}$$





III-3-1- Ferrailage de paillasse et de palier :

Ø En travée :

$$M_{t,\max} = 1947.01 \text{ Kg}$$

$$T_{\max} = 2197.12 \text{ Kg}$$

$$B = 100 \text{ cm} \quad , \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$M_t = 0.85 \times 1947.01 = 1654.96 \text{ Kg.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1654.96 \times 10^{-5}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.16} = 0.081$$

$$U_{bu} = 0.081 < U_t = 0.392 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.105$$

$$(U_u - M_u) = 0.081 - 0.186 < 0 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} \delta_s = 10\% \\ \alpha_s = \frac{fe}{\gamma_s} \end{cases}$$

$$Z_b = (1 - 0.4\alpha_u)d = 0.112m$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{1654.96 \times 10^{-1}}{0.112 \times 348} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{rep} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armatures de réparation :

$$A_{rep} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{rep} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

A- Condition de non Fragilité :

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

Pour le paillasse :

$$4.52 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2$$

B- Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau_{\max}}{b \cdot d} = \frac{2197.12 \times 10^{-5}}{1 \times 0.12} = 0.183$$

$$\tau_{\min} = \{0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.183 < 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III-3-2- Poutre palier :

Brédimensionnement d'après RPA

$$b \geq 20 \text{ cm}, h \geq 30 \text{ cm}, \frac{h}{z} \leq 4$$

Donc on prend : $b \geq 30 \text{ cm}, h \geq 35 \text{ cm}$

Poids propre de la poutre $(30 \times 35) \times 2500 \times 1 = 262.5 \text{ Kg / ml}$

Réaction de palier : $R_B = 1946.5 \text{ Kg / ml}$

$$Q_u = 1.35 \cdot (262.5 + 1946.5) + 1.5 \times 250$$

$$Q_u = 3357.15 \text{ Kg / ml}$$

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{3357.15 \times (2.4)^2}{8} = 2417.148 \text{ Kg / ml}$$

- En travée :

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \times 2417.148 = 2054.57 \text{ Kg.m}$$

- En appuis :

$$M_0 = 0.4 \cdot M_0 = 966.86 \text{ Kg.m}$$

Ferraillage :

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2054.57 \times 10^{-5}}{0.3 \times (0.33)^2 \times 14.16} = 0.044$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$Z_b = (1 - 0.4\alpha_u)d = 0.322$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{2054.57 \times 10^{-1}}{0.322 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{rep} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ø Sur appuis :

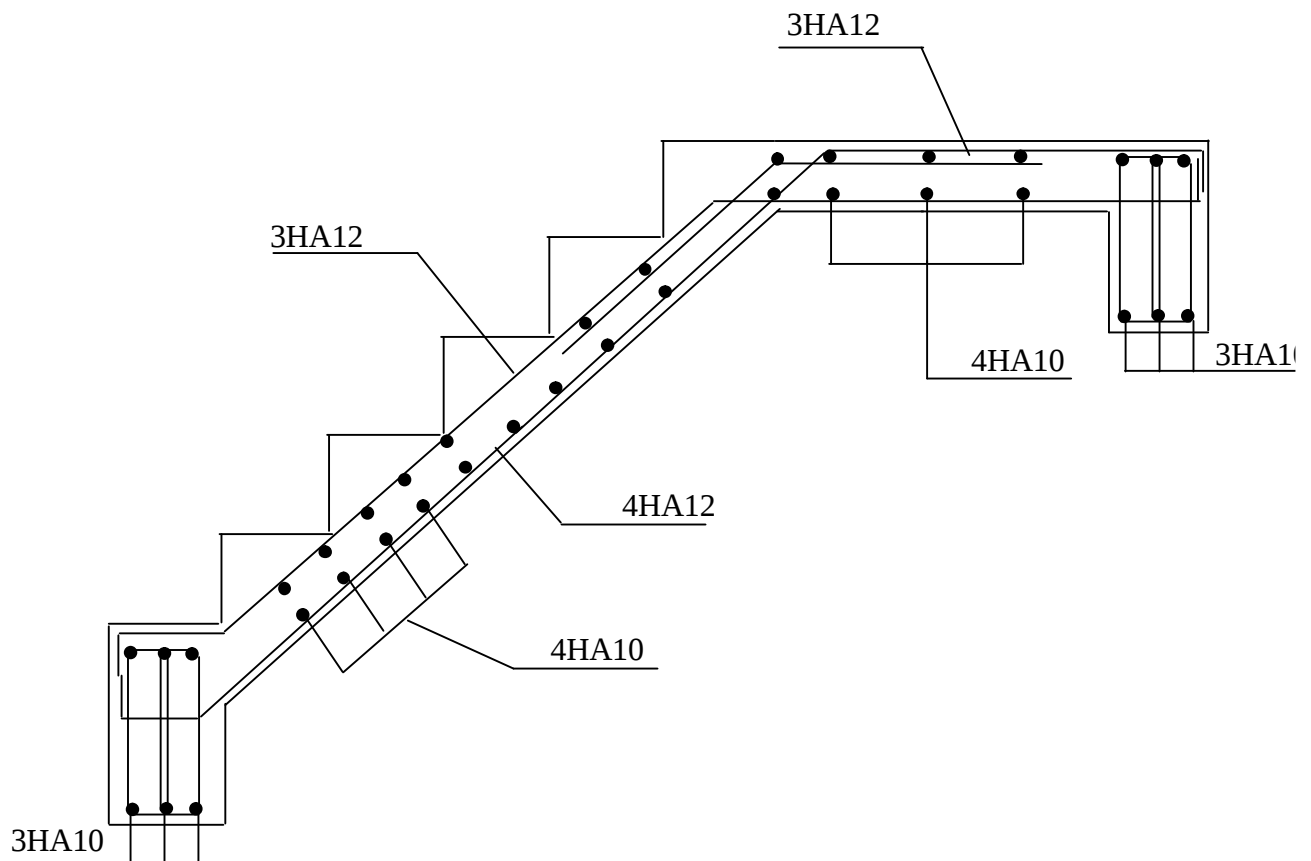
$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{966.86 \times 10^{-5}}{0.3 \times (0.33)^2 \times 14.16} = 0.021$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.026$$

$$Z_b = (1 - 0.4\alpha_u)d = 0.326$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{966.86 \times 10^{-1}}{0.326 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{rep} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$



III-4- Etude des planchers :

Les planchers sont à corps creux des types (16+4) constitués d'une dalle de compression de 5 *cm* d'épaisseur et d'entrevous s'appuient sur les poutres (nervures) disposés dans le sens longitudinal sur poutres principale.

Les rôles des planchers sont :

- D'assurer l'isolation thermique et acoustique.
- De transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.
- De résister aux charge et surcharges.
- On peut les considérés comme un toit pour l'étages sous jacent les charge permanentes G et les charges d'exploitation Q et leur combinaison a l'état limite ultime Q_u et à l'état limite de service Q_s sont regroupées dans le tableau à après :

Planchers	$G (Kgm^2)$	$Q (Kgm^2)$	$Q_u=1.35G+1.5Q$	$Q_s=G+Q$
Terrasse	579	100	931.65	679
Courant	488	150	883.8	638

Les moments sur appuis sont indiqués ci avant, pour les types de nervures considérés le moment isostatique maximum de la travée indépendante de compression.

Les nervures étant espacées de 65 cm chacune d'elles est soumise en fonction de l'état limite considérés à une charge uniforme ci-dessus :

Planchers	$Q_u=0.65Q_u (Kgm^2)$	$Q_s=0.65Q_s (Kgm^2)$
Terrasse	605.57	441.35
Courant	574.47	414.7

III-4-1- Méthode de calcul poutrelles :

La méthode utilisée (la méthode forfaitaire).

III-4-2- Condition d'application de la méthode forfaitaire:

1- La fissuration doit être non préjudiciable Ok

2- les surcharges d'exploitations non pondérées $Q < \max(2G; 500)$

G : charge permanente $\Rightarrow 100 < 2G$

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\left[0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \right]$$

4- les sections différentes éléments vient d'une valeur constanteOk.

III-4-3- Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e (pour l'appui de droite) et M_w (pour l'appui de gauche) de façon fixée forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre qui la travée est soumise aux mêmes charges.

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Les valeurs des moments M_b , M_e , M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

1- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$ nombre d'inégalité n'est pas inférieur à $1.05M_0$.

2- le moment maximal en travée M_t n'est pas inférieur à $\frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$ le cas

d'une travée de rive.

$\frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2}$ et cas d'une travée intermédiaire.

La valeur absolue de chaque moment un appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

$0.6M_0$: Dans le cas d'une poutre de travée.

$0.5M_0$: Dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4M_0$: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

A- Calcul des efforts tranchants :

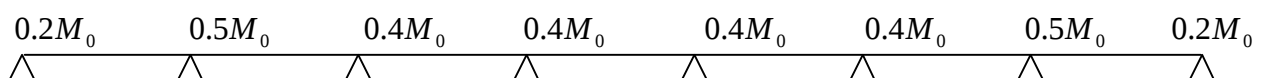
$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e}$$

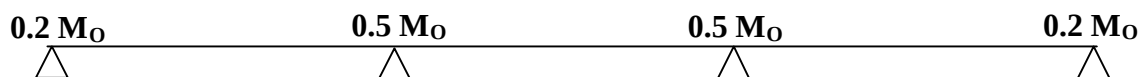
B- Type de nervures :

On distingue deux types de nervures :

Type 01 :



Type 02 :



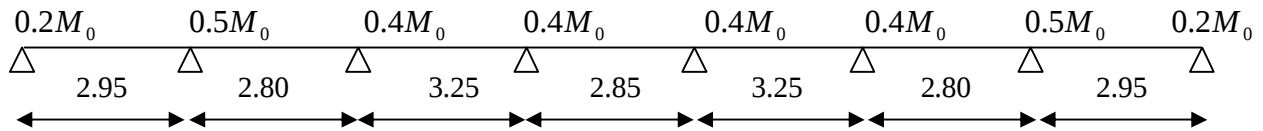
III-4-4- Sollicitation de calcul :

A- Plancher terrasse :

$$Q_u = 605.57 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 579 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$



$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{100}{100 + 579} = 0.15$$

Travée (1-2)

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{605.57 \times (2.95)^2}{8} = 658.74 \text{ Kg}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.2 \times 658.74 = 131.75 \text{ Kg.m} \\ M_e = 0.5 \times 658.74 = 329.37 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$\text{Si : } 1 + 0.3 \cdot \alpha \leq 1.05 \Rightarrow 1.04 < 1.05$$

Donc on prend $1 + 0.3 \cdot \alpha \leq 1.05 \Rightarrow 1.04 < 1.05$ pour vérifier condition :

- Travée de rive : $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot \alpha}{2} \cdot M_0$
- Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot \alpha}{2} \cdot M_0$

$$\text{a) } M_t = 1.05 \cdot M_0 - \frac{0.2 \cdot M_0 + 0.5 \cdot M_0}{2} = 0.7 M_0$$

$$\text{b) } M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot \alpha}{2} \cdot M_0 = 0.62 \cdot M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.7 M_0 \Rightarrow M_t = 0.7 \times 658.74 = 461.18 \text{ Kg.m}$$

Travée (2-3)

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{605.57 \times (2.8)^2}{8} = 593.46 \text{ Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.5 \times 593.46 = 296.73 \text{ Kg.m} \\ M_e = 0.4 \times 593.46 = 237.38 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$\text{a) } M_t \geq 1.05 \cdot M_0 - 0.45 M_0 = 0.6 M_0$$

$$b) M_t \geq \frac{1+0.3 \cdot \alpha}{2} \cdot M_0 = 0.52 \cdot M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.6 \times 593.46 = 356.07 \text{ Kg.m}$$

Travée (3-4)

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{605.57 \times (3.25)^2}{8} = 799.54 \text{ Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.4 \times 799.54 = 319.81 \text{ Kg.m} \\ M_e = 0.4 \times 799.54 = 319.81 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$a) M_t \geq 1.05 \cdot M_0 - 0.4 M_0 = 0.65 M_0$$

$$b) M_t \geq \frac{1+0.3 \cdot \alpha}{2} \cdot M_0 = 0.52 \cdot M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.65 \times 799.54 = 519.70 \text{ Kg.m}$$

Travée (4-5)

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{605.57 \times (2.85)^2}{8} = 614.84 \text{ Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.4 \times 614.84 = 245.93 \text{ Kg.m} \\ M_e = 0.4 \times 614.84 = 245.93 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$a) M_t \geq 1.05 \cdot M_0 - 0.4 M_0 = 0.65 M_0$$

$$b) M_t \geq \frac{1+0.3 \cdot \alpha}{2} \cdot M_0 = 0.52 \cdot M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.65 \times 614.84 = 399.64 \text{ Kg.m}$$

Ø Calcule du efforts tranchants :

Travée (1-2)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = 826.22 \text{ Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = -960.20 \text{ Kg}$$

Travée (2-3)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{605.57 \times 2.8}{2} + \frac{296.73 - 237.38}{2.8} = 869 \text{ Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-605.57 \times 2.8}{2} + \frac{296.73 - 237.38}{2.8} = -826.6 \text{ Kg}$$

Travée (3-4)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{605.57 \times 3.25}{2} + \frac{319.81 - 319.81}{3.25} = 984.05 \text{ Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-605.57 \times 3.25}{2} + \frac{319.81 - 319.81}{3.25} = -984.05 \text{ Kg}$$

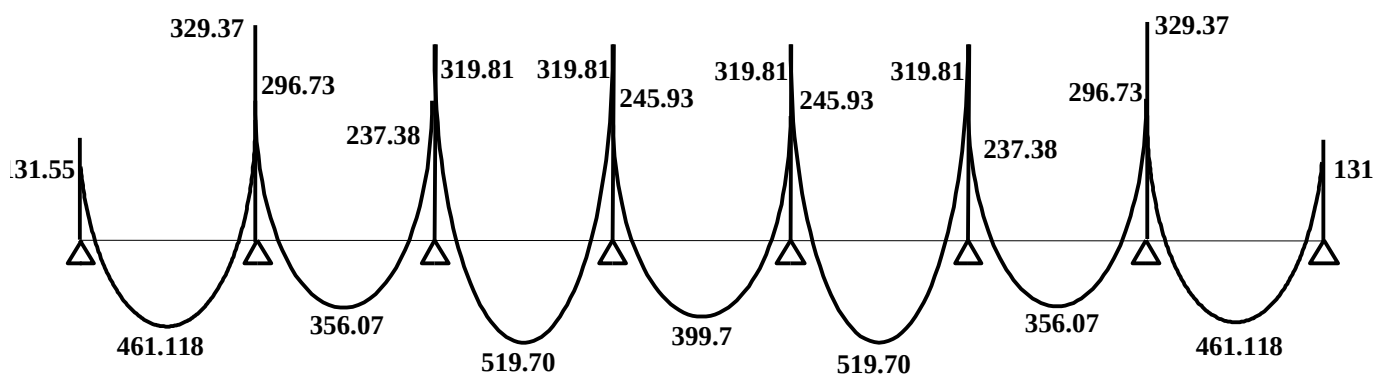
Travée (4-5)

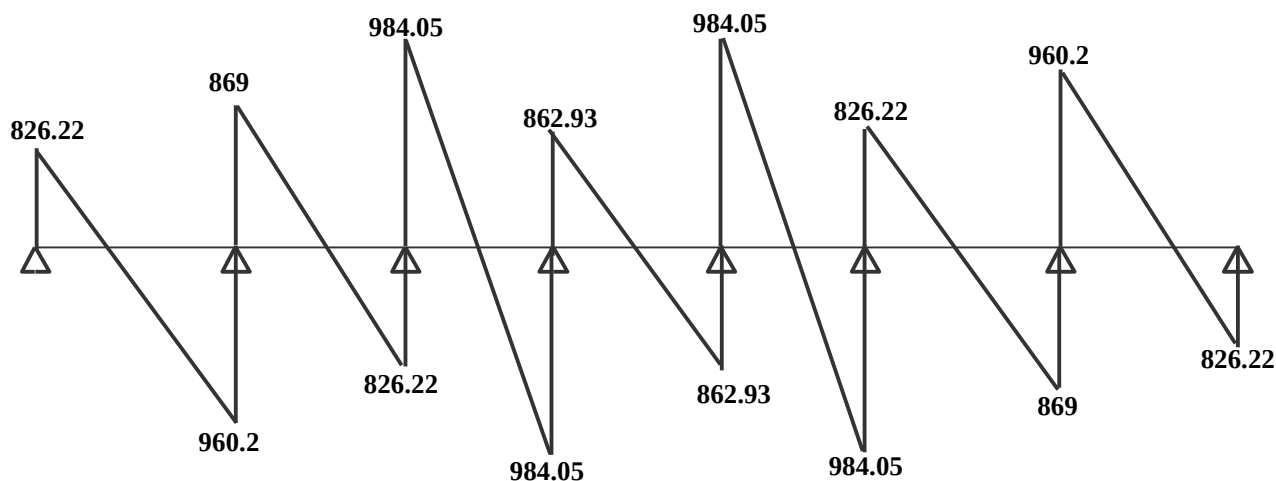
$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{605.57 \times 2.85}{2} + \frac{245.93 - 245.93}{2.85} = 862.93 \text{ Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-605.57 \times 2.85}{2} + \frac{245.93 - 245.93}{2.85} = -862.93 \text{ Kg}$$

Travée	L(m)	M ₀ (Kg.m)	M _w (Kg.m)	M _e (Kg.m)	M _t (Kg.m)	M _t (Kg.m)	T _w (Kg)	T _e (Kg)
1-2	2.95	658.74	131.55	329.37	461.118	0.7 M ₀	826.22	-960.2
2-3	2.80	593.46	296.73	237.38	356.07	0.6 M ₀	869	-826.6
3-4	3.25	799.54	319.81	319.81	519.70	0.65 M ₀	984.05	-984.05
4-5	2.85	614.84	245.93	245.93	399.64	0.65 M ₀	862.93	-862.93
5-6	3.25	799.54	319.81	319.81	519.70	0.65 M ₀	984.05	-984.05
6-7	2.80	593.46	237.38	296.73	356.07	0.6 M ₀	826.6	-869
7-8	2.95	658.74	329.37	131.55	461.118	0.7 M ₀	960.2	-826.22

Schéma du fléchissant :





On constante :

$$M_{t, \max} = 519.70 \text{ Kg.m}$$

$$M_{a, \max} = 329.37 \text{ Kg.m}$$

$$T_{\max} = 984.05 \text{ Kg}.$$

Ø Calcule de ferrailage :

- Armatures longitudinales :

A- En travée :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\sigma \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$M_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{519.7 \times 10^{-5}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.16} = 0.0174 / \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(U_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0174)}) = 0.022$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha) d = (1 - 0.4 \times 0.022) 0.18 = 0.178 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } A_{\text{eff}} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

-Vérification :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq 2.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

B- Sur appui :

$$M_{a, \max} = 329.37 \text{ Kg.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{329.27 \times 10^{-5}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.16} = 0.011$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.0138)0.18 = 0.178 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_s} = \frac{329.27 \times 10^{-1}}{0.178 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{eff}} = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

-Vérification :

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{Fe} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq 0.78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Ø Armatures transversales :

Espacement :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40 \text{ cm}\} = \{0.9 \times 18\}$$

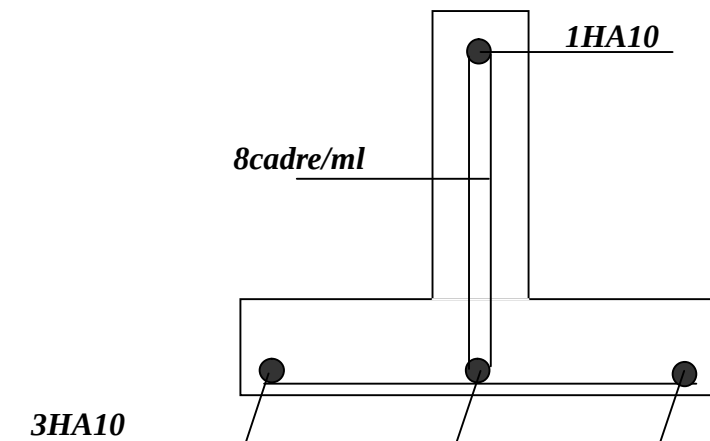
$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 12.5 \text{ cm}^2 \text{ Correspondant à 8 cadres en 1m.}$$

$$A_t \geq \frac{0.4b_0S_t}{Fe} = 0.78 > 0.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau_{\max}}{b.d} = \frac{984.05 \times 10^{-5}}{0.12 \times 0.18} = 0.45 \text{ Mpa} \leq 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Ok}$$



B- Planche courant :

Ø Armatures longitudinales :

$$G = 488 \text{Kg} / \text{m}^2$$

$$Q = 150 \text{Kg} / \text{m}^2$$

$$q_u = 574.47 \text{Kg}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{150}{150 + 488} = 0.23$$

- En travée (1-2):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{574.47 \times (2.95)^2}{8} = 624.91 \text{Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.2 \times 624.91 = 124.98 \text{Kg.m} \\ M_e = 0.5 \times 624.91 = 312.45 \text{Kg.m} \end{cases}$$

$$\text{a) } M_t \geq 1.07.M_0 - 0.35M_0 = 0.72M_0$$

$$\text{b) } M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot \alpha}{2} . M_0 = 0.63M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.72 \times 624.91 = 449.93 \text{Kg.m}$$

- En travée (2-3):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{574.47 \times (2.8)^2}{8} = 562.98 \text{Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.5 \times 562.98 = 281.49 \text{Kg.m} \\ M_e = 0.4 \times 562.98 = 225.19 \text{Kg.m} \end{cases}$$

$$\text{a) } M_t \geq 1.07.M_0 - 0.45M_0 = 0.62M_0$$

$$\text{b) } M_t \geq \frac{1 + 0.3 \cdot \alpha}{2} . M_0 = 0.53M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.62 \times 562.98 = 349.04 \text{Kg.m}$$

- En travée (3-4):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{574.47 \times (3.25)^2}{8} = 758.48 \text{Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.4 \times 758.48 = 303.39 \text{Kg.m} \\ M_e = 0.4 \times 758.48 = 303.39 \text{Kg.m} \end{cases}$$

$$\text{a) } M_t \geq 1.07.M_0 - 0.4M_0 = 0.67M_0$$

$$\text{b) } M_t \geq \frac{1 + 0.3 \cdot \alpha}{2} . M_0 = 0.53M_0$$

donc : $M_t = 0.67 \times 758.48 = 508.18 \text{Kg.m}$

- En travée (4-5):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{574.47 \times (2.85)^2}{8} = 583.26 \text{Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.4 \times 583.26 = 233.30 \text{Kg.m} \\ M_e = 0.4 \times 583.26 = 233.30 \text{Kg.m} \end{cases}$$

a) $M_t \geq 1.07.M_0 - 0.4M_0 = 0.67M_0$

b) $M_t \geq \frac{1+0.3 \cdot \alpha}{2}.M_0 = 0.53M_0$

donc : $M_t = 0.67 \times 583.26 = 390.78 \text{Kg.m}$

Ø Calcule du efforts tranchants :

Travée (1-2)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{574.47 \times 2.95}{2} + \frac{124.98 - 312.45}{2.95} = 783.79 \text{Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-574.47 \times 2.95}{2} + \frac{124.98 - 312.45}{2.95} = -910.89 \text{Kg}$$

Travée (2-3)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{574.47 \times 2.8}{2} + \frac{281.49 - 225.19}{2.8} = 860.56 \text{Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-574.47 \times 2.8}{2} + \frac{281.49 - 225.19}{2.8} = -747.96 \text{Kg}$$

Travée (3-4)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{574.47 \times 3.25}{2} + \frac{303.39 - 303.39}{3.25} = 933.51 \text{Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-574.47 \times 3.25}{2} + \frac{303.39 - 303.39}{3.25} = -933.51 \text{Kg}$$

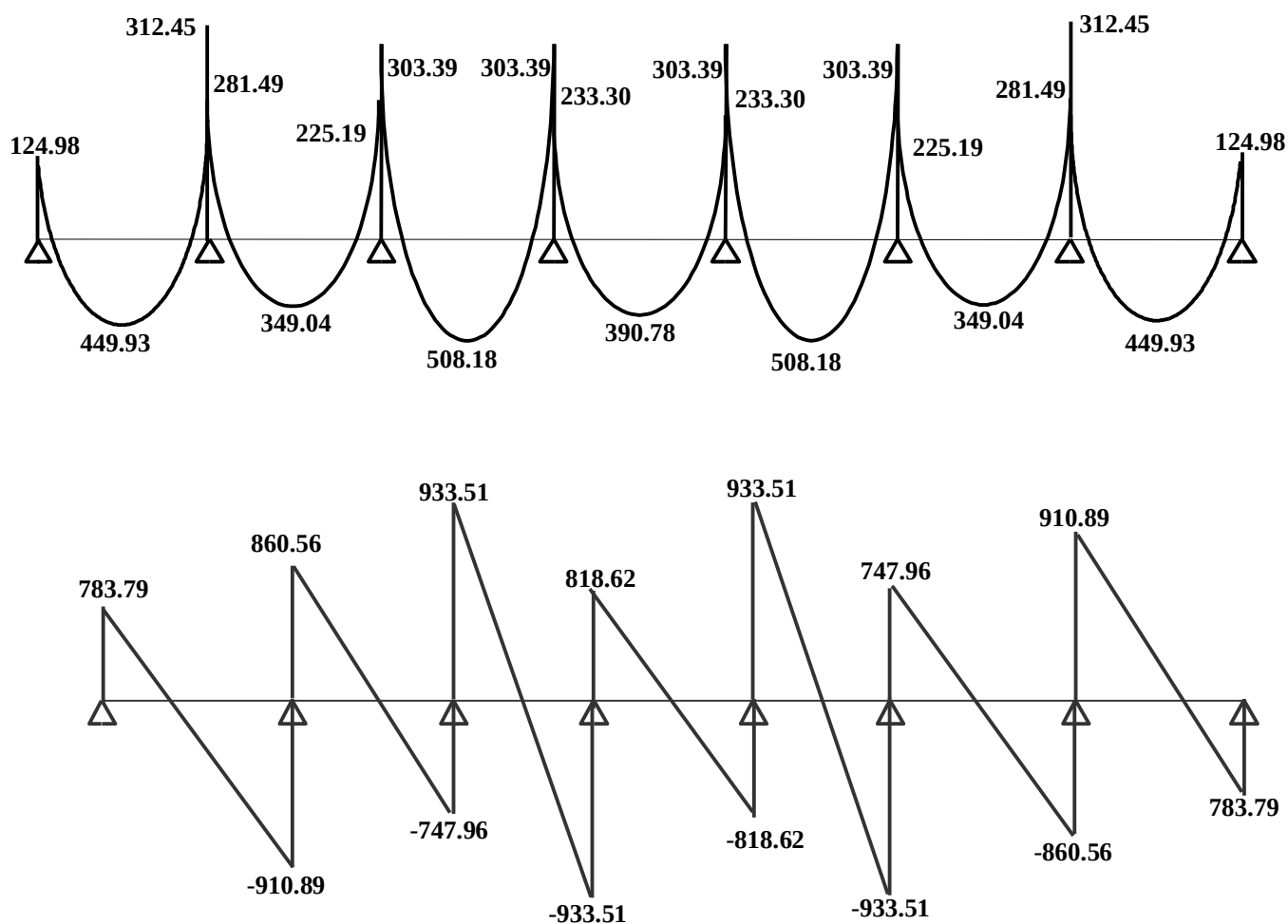
Travée (4-5)

$$T_w = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_w} = \frac{574.47 \times 2.85}{2} + \frac{233.30 - 233.30}{2.85} = 818.62 \text{Kg}$$

$$T_E = \frac{-Q \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L_e} = \frac{-574.47 \times 2.85}{2} + \frac{233.30 - 233.30}{2.85} = -818.62 \text{Kg}$$

Travée	L(m)	$M_0(Kg.m)$	$M_w(Kg.m)$	$M_e(Kg.m)$	$M_t(Kg.m)$	$M_t(Kg.m)$	$T_w(Kg)$	$T_e(Kg)$
1-2	2.95	624.91	124.98	312.45	449.93	$0.72M_0$	783.79	-910.89
2-3	2.80	562.98	281.49	225.19	349.04	$0.62 M_0$	860.56	-747.96
3-4	3.25	758.48	303.39	303.39	508.18	$0.67 M_0$	933.51	-933.51
4-5	2.85	583.26	233.30	233.30	390.78	$0.67 M_0$	818.62	-818.62
5-6	3.25	758.48	303.39	303.39	508.18	$0.67 M_0$	933.51	-933.51
6-7	2.80	562.98	225.19	281.49	349.04	$0.62 M_0$	747.96	-860.56
7-8	2.95	624.91	312.45	124.98	449.93	$0.72 M_0$	910.89	-783.79

Schéma du fléchissant :



On constante :

$$M_{t, \max} = 508.18 Kg.m$$

$$M_{a, \max} = 312.45 Kg.m$$

$$T_{\max} = 933.51 Kg .$$

Ø Calcul de ferrailage :

a- Armatures longitudinales :

A- En travée :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{C28}}{\sigma \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{508.18 \times 10^{-5}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.16} = 0.0170 \quad / \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{C28}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(U_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0170)}) = 0.021$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha) d = (1 - 0.4 \times 0.021) 0.18 = 0.178 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{508.18 \times 10^{-1}}{0.178 \times 348} = 0.82 \text{ Cm}^2$$

$$\text{soit : } A_{\text{eff}} = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

-Vérification :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{Fe} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq 2.35 \text{ Cm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

- Sur appui :

$$M_{a \cdot \max} = 312.45 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{312.45 \times 10^{-5}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.16} = 0.010$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.010)}) = 0.0125$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha) d = (1 - 0.4 \times 0.0125) 0.18 = 0.179 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{a \max}}{Z \sigma_s} = \frac{312.45 \times 10^{-1}}{0.179 \times 348} = 0.50 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{eff}} = 1 \text{ HA}10 = 0.78 \text{ Cm}^2$$

-Vérification :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{Fe} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq 0.78 \text{ Cm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

b- Armatures transversales :

Espacement :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40\text{Cm}\} = \{0.9 \times 18\}$$

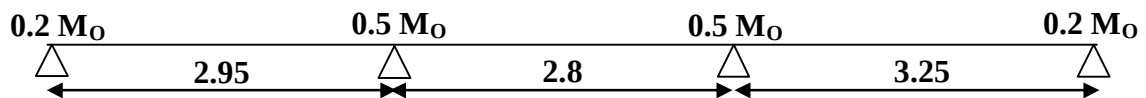
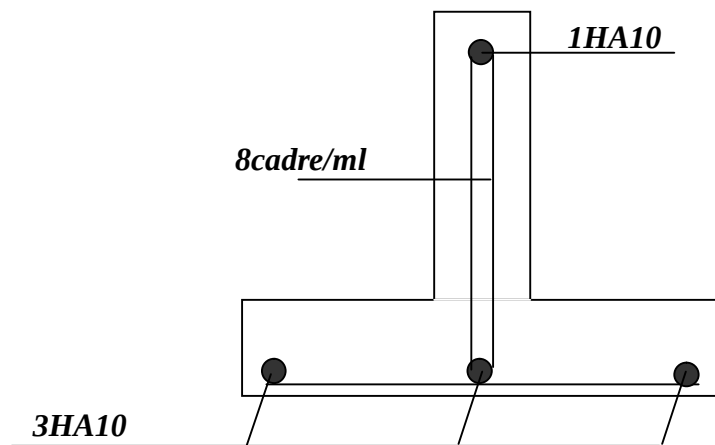
$$\Rightarrow S_t \leq 16.2\text{Cm}$$

Soit : $S_t = 12.5\text{Cm}^2$ Correspondant à 8 cadres en 1m.

$$A_t \geq \frac{0.4b_0S_t}{Fe} = 0.78 > 0.15\text{Cm}^2 \dots\dots\dots\text{Ok}$$

c- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau_{\max}}{b.d} = \frac{933.51 \times 10^{-5}}{0.12 \times 0.18} = 0.43\text{Mpa} \leq 3.25\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Ok}$$



Type 02 :

- Plancher terrasse:

$$G = 579\text{Kg} / \text{m}^2$$

$$Q = 100\text{Kg} / \text{m}^2$$

$$q_u = 605.77\text{Kg}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{100}{100 + 579} = 0.15$$

- En travée (1-2):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = 658.74\text{Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.2 \times 658.74 = 131.75\text{Kg.m} \\ M_e = 0.5 \times 658.74 = 329.37\text{Kg.m} \end{cases}$$

$$a) M_t \geq 1.05.M_0 - 0.35M_0 = 0.7M_0$$

$$b) M_t \geq \frac{1.2+0.3 \cdot \alpha}{2}.M_0 = 0.63M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.7 \times 658.74 = 480.018 \text{ Kg.m}$$

- En travée (2-3):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = 593.46 \text{ Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.5M_0 = 296.73 \text{ Kg.m} \\ M_e = 0.5M_0 = 296.73 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$a) M_t \geq 1.05.M_0 - 0.5M_0 = 0.55M_0$$

$$b) M_t \leq \frac{1+0.3 \cdot \alpha}{2}.M_0 = 0.52M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.55 \times 593.46 = 326.40 \text{ Kg.m}$$

- En travée (3-4):

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8} = 799.54 \text{ Kg.m}$$

$$\begin{cases} M_w = 0.5 \times 799.54 = 399.77 \text{ Kg.m} \\ M_e = 0.2 \times 799.54 = 159.91 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$a) M_t \geq 1.05.M_0 - 0.35M_0 = 0.7M_0$$

$$b) M_t \leq \frac{1.2+0.3 \cdot \alpha}{2}.M_0 = 0.62M_0$$

$$\text{donc : } M_t = 0.7 \times 799.54 = 559.68 \text{ Kg.m}$$

Ø Calcule du efforts tranchants :

Travée (1-2)

$$M_w = \frac{605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = 826.22 \text{ Kg.m}$$

$$M_E = \frac{-605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = -960.20 \text{ Kg.m}$$

Travée (2-3)

$$M_w = \frac{605.57 \times 2.8}{2} + \frac{296.73 - 296.73}{2.8} = 847.8 \text{ Kg.m}$$

$$M_E = \frac{-605.57 \times 2.8}{2} + \frac{296.73 - 296.73}{2.8} = -847.8 \text{ Kg.m}$$

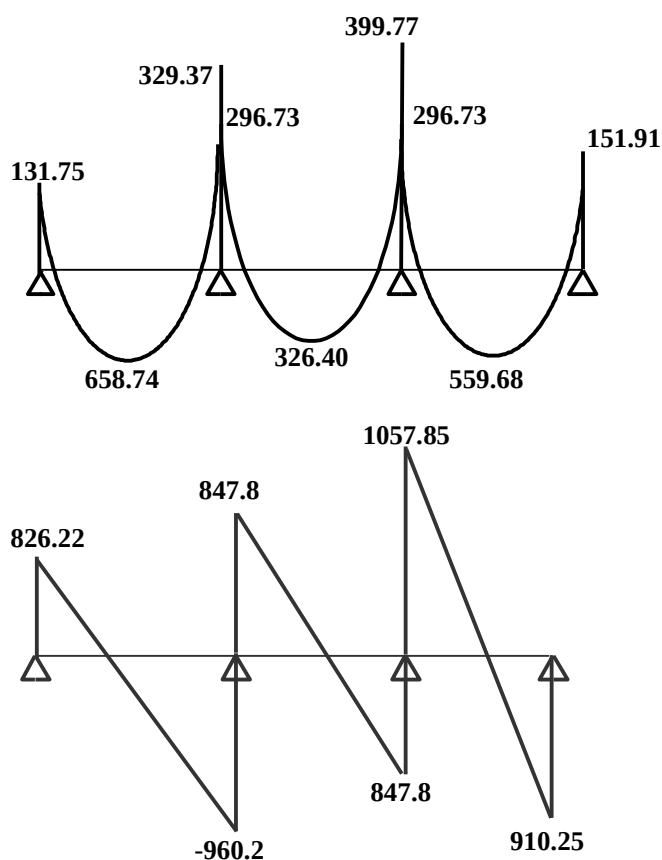
Travée (3-4)

$$M_w = \frac{605.57 \times 3.25}{2} + \frac{399.77 - 159.91}{3.25} = 1057.85 \text{ Kg.m}$$

$$M_E = \frac{-605.57 \times 3.25}{2} + \frac{399.77 - 159.91}{3.25} = -910.25 \text{ Kg.m}$$

Travée	L(m)	$M_0(\text{Kg.m})$	$M_w(\text{Kg.m})$	$M_e(\text{Kg.m})$	$M_t(\text{Kg.m})$	$M_t(\text{Kg.m})$	$T_w(\text{Kg})$	$T_e(\text{Kg})$
1-2	2.95	658.74	131.75	329.37	658.74	$0.7M_0$	826.22	-960.2
2-3	2.80	593.46	296.73	296.73	326.40	$0.55 M_0$	847.8	-847.8
3-4	3.25	799.54	399.77	151.91	559.68	$0.7 M_0$	1057.85	-910.25

Schéma du fléchissant :



On constante :

$$M_{t,\max} = 658.74 \text{ Kg.m}$$

$$M_{a,\max} = 399.77 \text{ Kg.m}$$

$$T_{\max} = 1057.85 \text{ Kg}$$

Ø Calcul de ferrailage :

- En travée :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{C28}}{\sigma \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{658.74 \times 10^{-5}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.16} = 0.022 / \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{C28}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(U_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.022)}) = 0.028$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha) d = (1 - 0.4 \times 0.028) 0.18 = 0.178 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{658.74 \times 10^{-1}}{0.178 \times 348} = 1.06 \text{ Cm}^2$$

$$\text{soit : } A_{\text{eff}} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

-Vérification :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{Fe} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq 2.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

- Sur appui :

$$M_{a \max} = 399.77 \text{ Kg.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{399.77 \times 10^{-5}}{0.65 \times (0.18^2) \times 14.16} = 0.0134$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0134)}) = 0.0168$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha) d = (1 - 0.4 \times 0.0168) 0.18 = 0.178 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{a \max}}{Z \sigma_s} = \frac{399.77 \times 10^{-1}}{0.178 \times 348} = 0.64 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{eff}} = 1HA10 = 0.78 \text{ Cm}^2$$

-Vérification :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{Fe} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq 0.78 \text{ Cm}^2 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

- Armatures transversales :

Espacement :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40 \text{ Cm}\} = \{0.9 \times 18\}$$

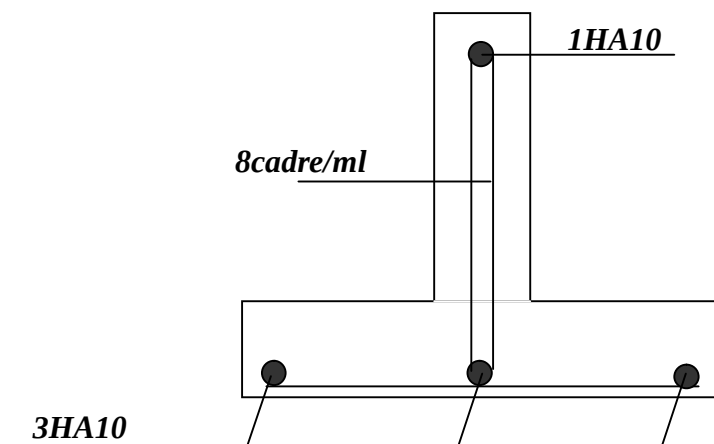
$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ Cm}$$

Soit : $S_t = 12.5 \text{ cm}^2$ Correspondant à 8 cadres en 1m.

$$A_t \geq \frac{0.4b_0 S_t}{F_e} = \frac{0.4 \times 12.5 \times 12}{400} \Rightarrow 0.78 > 0.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau_{\max}}{b.d} = \frac{1057.85 \times 10^{-5}}{0.12 \times 0.18} = 0.49 \text{ Mpa} \leq 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Ok}$$



Chapitre IV

Etude des portiques

IV-1- principe de la méthode CAQUOT.

IV-2- Exposé de la méthode.

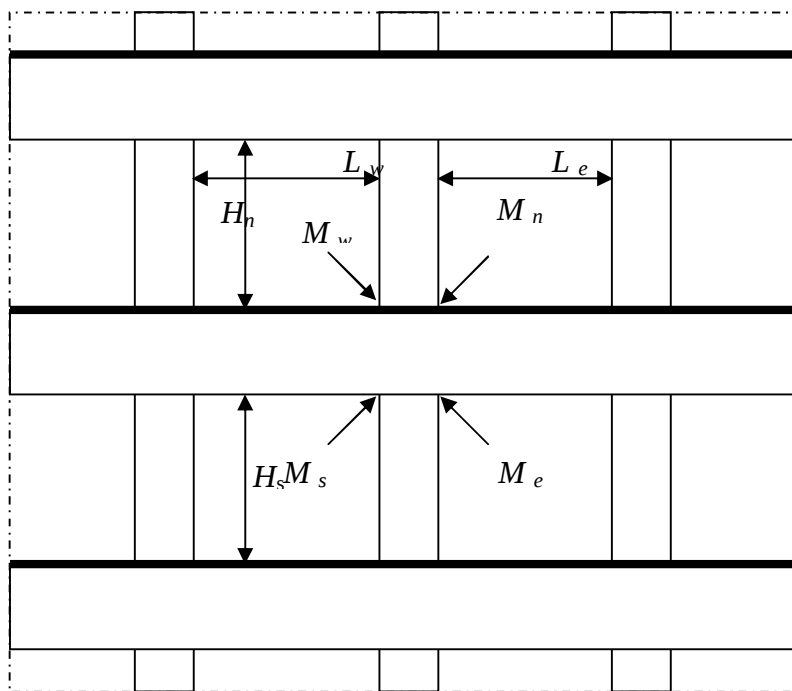
IV-1- principe de la méthode CAQUOT :

la méthode consiste à choisir des nœuds et déterminer les moments à gauche, à droite en haut et en bas, en tenant compte des charges des travées encadrant le nœud et la résistance offerte par le tronçon inférieur et supérieur qui aboutissent à ce nœud.

Le moment de continuité agissant, dans les sections nus d'appuis considérées comme section dangereuse sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud, pouvant être évalué en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche indice W , travée de droite E).

Les moments ouverts par les tronçons supérieurs et inférieurs des poteaux respectivement N et S .

IV-2- Exposé de la méthode :



On détache de même au dessus de chaque tranche fictif de poteaux de hauteur h_s ; h_n avec :

$h'_n = 0.9 h_n$ (noeud appartient à l'avant dernière planche).

$h'_n = 0.8 h_n$ (dans les autres cas).

$h'_s = 0.8 h_s$ ((pour les autres cas).).

$h'_s = h_s$ (poteaux sont articulés sur leur fondations).

- Travée intermédiaire :

On utilise les notations suivantes :

Nœud de rive : (nœud 01).

$$L'_e = 0.8L_e$$

$$L'_w = 0.8L_w$$

Nœud voisin des nœuds de rives (nœud 02).

$$L'_e = X_1 \begin{cases} L'_e = X_1 \cdot L_e \\ L'_w = X_3 \cdot L_w \end{cases}$$

$$X_1 = 0.8 \rightarrow \text{si : } K_{s1} + K_{n1} \geq 1.5K_{e1}$$

$$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7.5 \times K_{e1}} \rightarrow \text{si : } K_{s1} + K_{n1} \leq 1.5K_{e1}$$

$$X_3 = 0.8 \rightarrow \text{si : } K_{s3} + K_{n3} \geq 1.5K_{w3}$$

$$X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n31}}{7.5 \times K_{w31}} \rightarrow \text{si : } K_{s3} + K_{n3} \leq 1.5K_{w3}$$

$$\begin{cases} M'_e = \frac{q_e (L'_e)^2}{8.5} + L'_e \sum K'_{ei} \cdot P_e \\ M'_w = \frac{q_w (L'_w)^2}{8.5} + L'_w \sum K'_{wi} \cdot P_w \end{cases}$$

$$K = \frac{X(W-1)(X-2)}{2.125} \text{ Avec } X = \frac{2}{L'}$$

q_e, q_w : Les charges uniformément réparties par unité de longueur sur les travées (gauche et droite).

L_e, L_w, L_n : désignent respectivement les moment d'inertie de la travée gauche et droite et du poteau inférieur et supérieur ou a :

$$K_w = \frac{I_w}{L'_w}, K_e = \frac{I_e}{L'_e}, K_s = \frac{I_s}{h'_s}, K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Avec : $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$.

- Calcule des éléments au nœuds :

$$M_w = \frac{K_w \cdot M'_e}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D} \right)$$

$$M_e = \frac{K_e \cdot M'_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D} \right)$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

- Calcul des moments en travées :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e - M_w}{2}$$

M_0 : moment isostatique suivant les cas des charges.

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

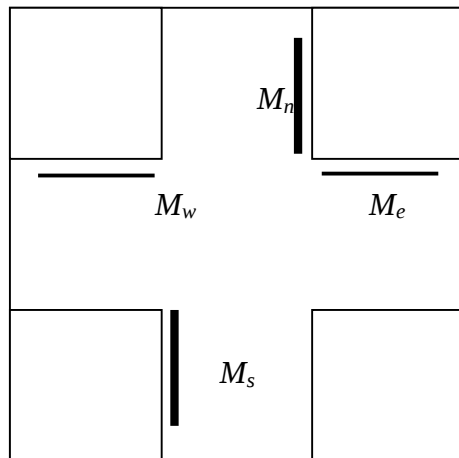
- Calcul des efforts tranchants dans les poutres :

$$T_x = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

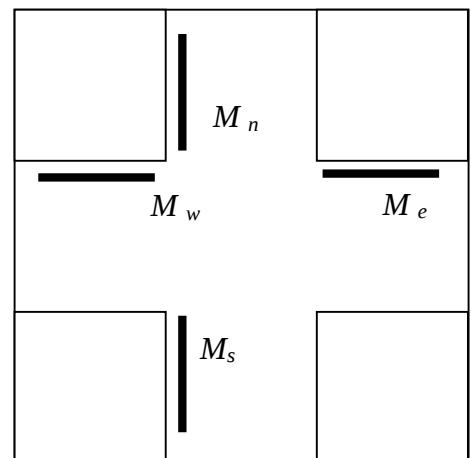
$$T_e = \frac{-q \cdot L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

- Calcul des efforts maximaux dans les poteaux :

$$N = |T_e| + |T_w|$$



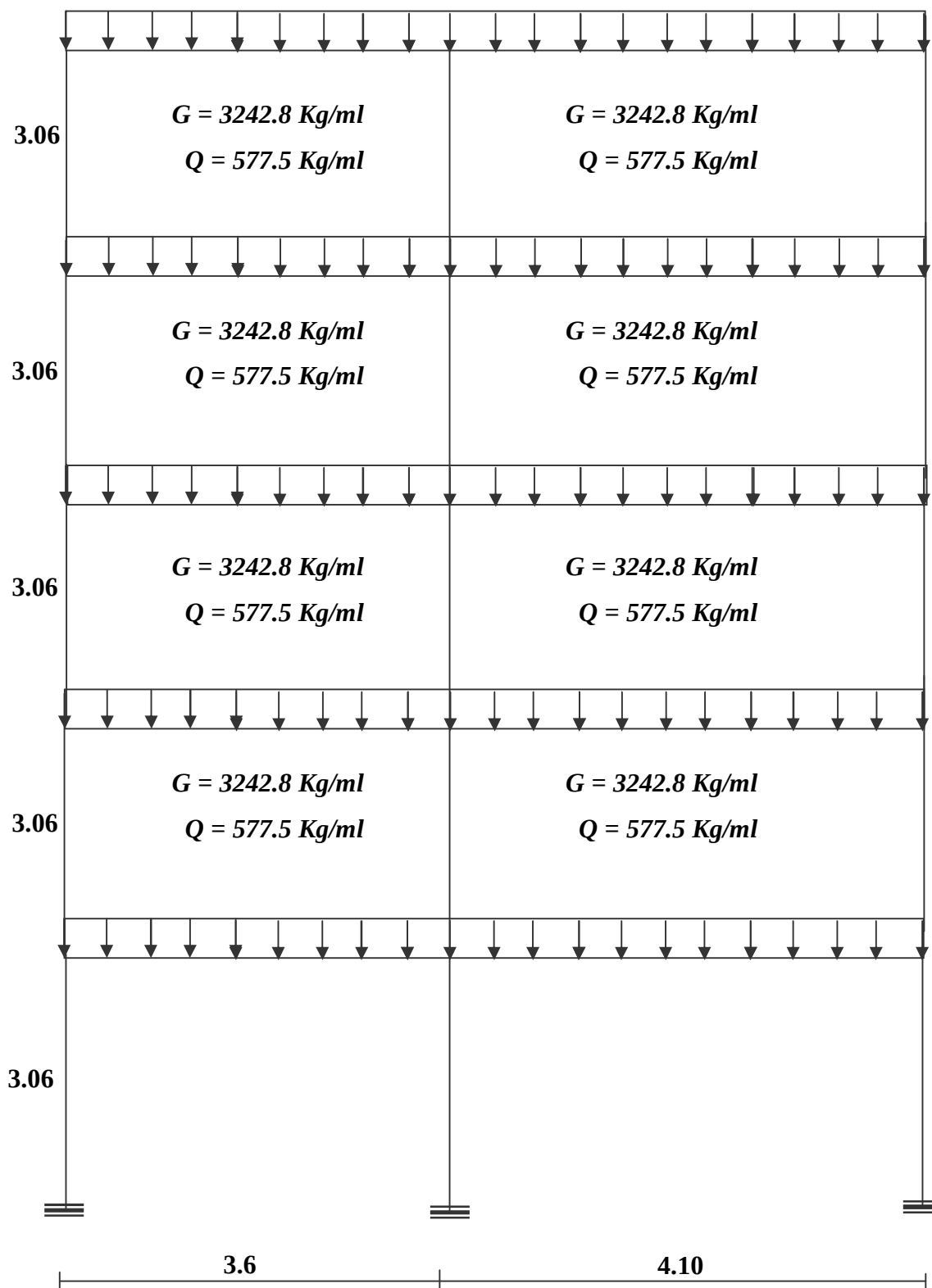
$$|M_w| < |M_e|$$



Poutre : *ELU (1.35 G + 1.5 Q)*
ELS (G+Q)

Poteaux : *ELU (1.35 G + 1.5 Q)*
ELS (G+Q)

A- Les portiques transversaux :



B- Les portiques longitudinal :

$G = 828.71 \text{ Kg/ml}$

$Q = 65 \text{ Kg/ml}$

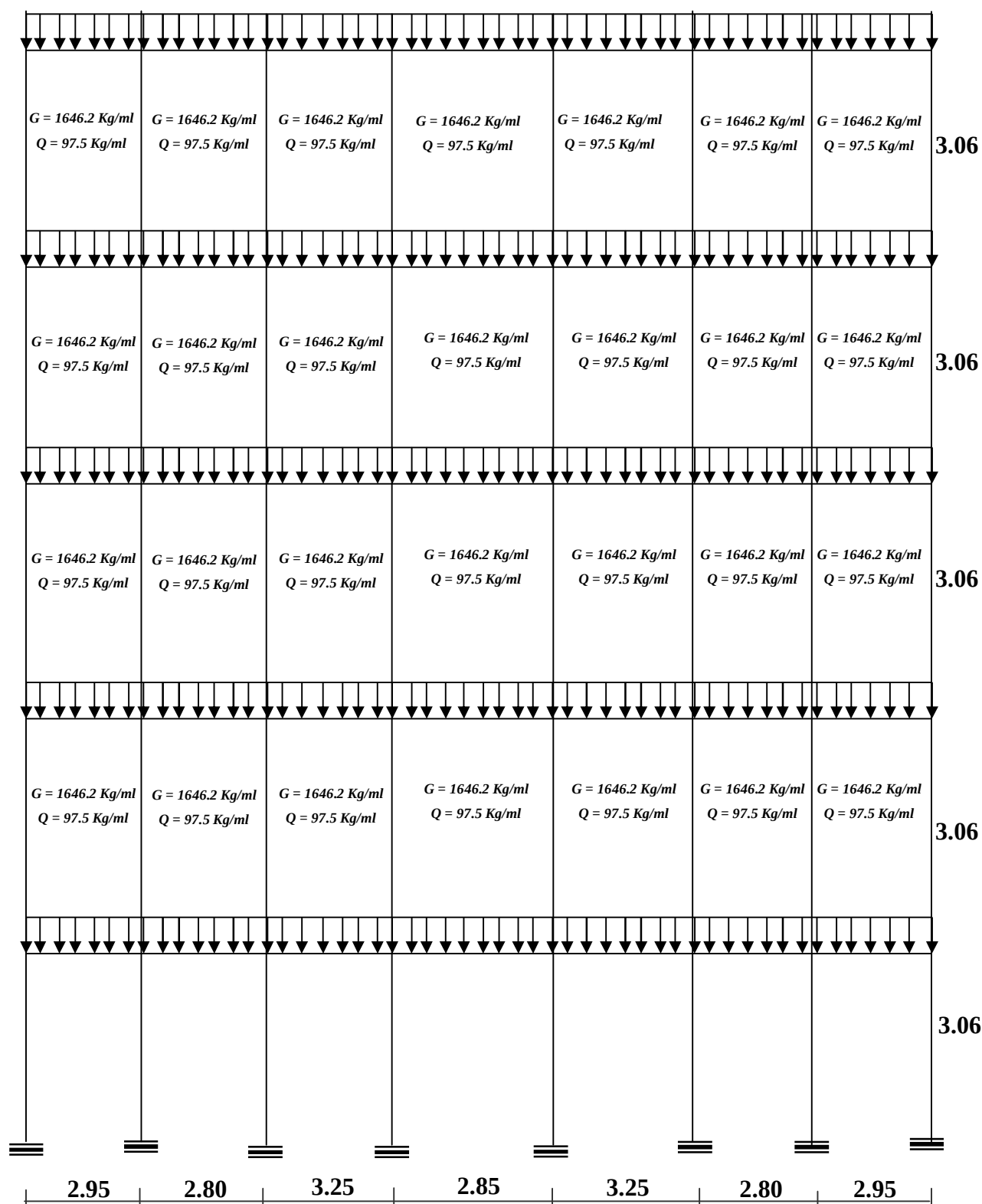


Tableau donnant les caractéristiques du portique longitudinale

NIV	NŒUD	Lw	Le	Hn	Hs	Iw	Ie	In	Is	L' w	L' e	H' n	H' s	Kw	Ke	Kn	Ks	D
V	01	0,00	2,95	0,00	2,76	0,00	6,75	0,00	18,67	0,00	2,36	0,00	2,21	0,00	2,86	0,00	8,45	11,31
	02	2,95	2,80	0,00	2,76	6,75	6,75	0,00	18,67	2,36	2,24	0,00	2,21	2,86	3,01	0,00	8,45	14,33
	03	2,80	3,25	0,00	2,76	6,75	6,75	0,00	18,67	2,24	2,60	0,00	2,21	3,01	2,60	0,00	8,45	14,06
	04	3,25	2,85	0,00	2,76	6,75	6,75	0,00	18,67	2,60	2,28	0,00	2,21	2,60	2,96	0,00	8,45	14,01
	05	2,85	3,25	0,00	2,76	6,75	6,75	0,00	18,67	2,28	2,60	0,00	2,21	2,96	2,60	0,00	8,45	14,01
	06	3,25	2,80	0,00	2,76	6,75	6,75	0,00	18,67	2,60	2,24	0,00	2,21	2,60	3,01	0,00	8,45	14,06
	07	2,80	2,95	0,00	2,76	6,75	6,75	0,00	18,67	2,24	2,36	0,00	2,21	3,01	2,86	0,00	8,45	14,33
	08	2,95	0,00	0,00	2,76	6,75	0,00	0,00	18,67	2,36	0,00	0,00	2,21	2,86	0,00	0,00	8,45	11,31
IV	09	0,00	2,95	2,76	2,76	0,00	6,75	18,67	18,67	0,00	2,36	2,48	2,21	0,00	2,86	7,51	8,45	18,83
	10	2,95	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,36	2,24	2,48	2,21	2,86	3,01	7,51	8,45	21,84
	11	2,80	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,60	2,48	2,21	3,01	2,60	7,51	8,45	21,58
	12	3,25	2,85	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,28	2,48	2,21	2,60	2,96	7,51	8,45	21,53
	13	2,85	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,28	2,60	2,48	2,21	2,96	2,60	7,51	8,45	21,53
	14	3,25	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,24	2,48	2,21	2,60	3,01	7,51	8,45	21,58
	15	2,80	2,95	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,36	2,48	2,21	3,01	2,86	7,51	8,45	21,84
	16	2,95	0,00	2,76	2,76	6,75	0,00	18,67	18,67	2,36	0,00	2,48	2,21	2,86	0,00	7,51	8,45	18,83
III	17	0,00	2,95	2,76	2,76	0,00	6,75	18,67	18,67	0,00	2,36	2,21	2,21	0,00	2,86	8,45	8,45	19,77
	18	2,95	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,36	2,24	2,21	2,21	2,86	3,01	8,45	8,45	22,78
	19	2,80	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,60	2,21	2,21	3,01	2,60	8,45	8,45	22,52
	20	3,25	2,85	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,28	2,21	2,21	2,60	2,96	8,45	8,45	22,46
	21	2,85	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,28	2,60	2,21	2,21	2,96	2,60	8,45	8,45	22,46
	22	3,25	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,24	2,21	2,21	2,60	3,01	8,45	8,45	22,52
	23	2,80	2,95	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,36	2,21	2,21	3,01	2,86	8,45	8,45	22,78
	24	2,95	0,00	2,76	2,76	6,75	0,00	18,67	18,67	2,36	0,00	2,21	2,21	2,86	0,00	8,45	8,45	19,77
II	25	0,00	2,95	2,76	2,76	0,00	6,75	18,67	18,67	0,00	2,36	2,21	2,21	0,00	2,86	8,45	8,45	19,77
	26	2,95	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,36	2,24	2,21	2,21	2,86	3,01	8,45	8,45	22,78
	27	2,80	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,60	2,21	2,21	3,01	2,60	8,45	8,45	22,52
	28	3,25	2,85	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,28	2,21	2,21	2,60	2,96	8,45	8,45	22,46
	29	2,85	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,28	2,60	2,21	2,21	2,96	2,60	8,45	8,45	22,46
	30	3,25	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,24	2,21	2,21	2,60	3,01	8,45	8,45	22,52
	31	2,80	2,95	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,36	2,21	2,21	3,01	2,86	8,45	8,45	22,78
	32	2,95	0,00	2,76	2,76	6,75	0,00	18,67	18,67	2,36	0,00	2,21	2,21	2,86	0,00	8,45	8,45	19,77
I	33	0,00	2,95	2,76	2,76	0,00	6,75	18,67	18,67	0,00	2,36	2,21	2,76	0,00	2,86	8,45	6,76	18,08
	34	2,95	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,36	2,24	2,21	2,76	2,86	3,01	8,45	6,76	21,09
	35	2,80	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,60	2,21	2,76	3,01	2,60	8,45	6,76	20,83
	36	3,25	2,85	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,28	2,21	2,76	2,60	2,96	8,45	6,76	20,77
	37	2,85	3,25	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,28	2,60	2,21	2,76	2,96	2,60	8,45	6,76	20,77
	38	3,25	2,80	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,60	2,24	2,21	2,76	2,60	3,01	8,45	6,76	20,83
	39	2,80	2,95	2,76	2,76	6,75	6,75	18,67	18,67	2,24	2,36	2,21	2,76	3,01	2,86	8,45	6,76	21,09
	40	2,95	0,00	2,76	2,76	6,75	0,00	18,67	18,67	2,36	0,00	2,21	2,76	2,86	0,00	8,45	6,76	18,08

Tableau: les moment et efforts tranchants dans la poutre sous G portique longitudinale

NIV	NOEUD	Gw kg/ml	Ge kg/ml	Mw' kg.m	Me' kg.m	Mw kg.m	Me kg.m	Mn kg.m	Ms kg.m	Tw kg	Te kg	N kg	travée	Mt kg.M
V	01	0,00	828,71	0,00	543,01	0,00	405,74	0,00	405,74	0,00	1084,81	1084,81	1-2	432,48
	02	828,71	828,71	543,01	489,19	532,27	500,51	0,00	-31,76	-1211,58	1171,54	2383,12	2-3	299,08
	03	828,71	828,71	489,19	659,07	525,59	627,71	0,00	102,12	-1196,66	1315,23	2511,90	3-4	464,87
	04	828,71	828,71	659,07	506,82	630,86	538,99	0,00	-91,87	-1318,39	1213,15	2531,53	4-5	302,41
	05	828,71	828,71	506,82	659,07	538,99	630,86	0,00	91,87	-1213,15	1318,39	2531,53	5-6	464,87
	06	828,71	828,71	659,07	489,19	627,71	525,59	0,00	-102,12	-1315,23	1196,66	2511,90	6-7	299,08
	07	828,71	828,71	489,19	543,01	500,51	532,27	0,00	31,76	-1171,54	1211,58	2383,12	7-8	432,48
	08	828,71	0,00	543,01	0,00	405,74	0,00	0,00	-405,74	-1084,81	0,00	1084,81		
IV	09	0,00	1646,20	0,00	1078,67	0,00	914,82	430,50	484,31	0,00	2118,04	2118,04	9-10	801,01
	10	1646,20	1646,20	1078,67	971,76	1064,67	986,51	-36,78	-41,38	-2401,65	2332,59	4734,24	10-11	610,58
	11	1646,20	1646,20	971,76	1309,21	1018,89	1268,61	117,52	132,21	-2393,87	2598,24	4992,10	11-12	902,82
	12	1646,20	1646,20	1309,21	1006,78	1272,74	1048,37	-105,58	-118,78	-2606,04	2424,56	5030,60	12-13	623,03
	13	1646,20	1646,20	1006,78	1309,21	1048,37	1272,74	105,58	118,78	-2424,56	2606,04	5030,60	13-14	902,82
	14	1646,20	1646,20	1309,21	971,76	1268,61	1018,89	-117,52	-132,21	-2598,24	2393,87	4992,10	14-15	610,58
	15	1646,20	1646,20	971,76	1078,67	986,51	1064,67	36,78	41,38	-2332,59	2401,65	4734,24	15-16	801,01
	16	1646,20	0,00	1078,67	0,00	914,82	0,00	-430,50	-484,31	-2118,04	0,00	2118,04		
III	17	0,00	1646,20	0,00	1078,67	0,00	922,60	461,30	461,30	0,00	2115,40	2115,40	17-18	796,83
	18	1646,20	1646,20	1078,67	971,76	1065,25	985,90	-39,67	-39,67	-2401,25	2333,02	4734,27	18-19	611,86
	19	1646,20	1646,20	971,76	1309,21	1016,92	1270,31	126,69	126,69	-2395,18	2597,11	4992,29	19-20	901,21
	20	1646,20	1646,20	1309,21	1006,78	1274,26	1046,63	-113,81	-113,81	-2605,04	2425,70	5030,74	20-21	624,77
	21	1646,20	1646,20	1006,78	1309,21	1046,63	1274,26	113,81	113,81	-2425,70	2605,04	5030,74	21-22	901,21
	22	1646,20	1646,20	1309,21	971,76	1270,31	1016,92	-126,69	-126,69	-2597,11	2395,18	4992,29	22-23	611,86
	23	1646,20	1646,20	971,76	1078,67	985,90	1065,25	39,67	39,67	-2333,02	2401,25	4734,27	23-24	796,83
	24	1646,20	0,00	1078,67	0,00	922,60	0,00	-461,30	-461,30	-2115,40	0,00	2115,40		
II	25	0,00	1646,20	0,00	1078,67	0,00	922,60	461,30	461,30	0,00	2115,40	2115,40	25-26	796,83
	26	1646,20	1646,20	1078,67	971,76	1065,25	985,90	-39,67	-39,67	-2401,25	2333,02	4734,27	26-27	611,86
	27	1646,20	1646,20	971,76	1309,21	1016,92	1270,31	126,69	126,69	-2395,18	2597,11	4992,29	27-28	901,21
	28	1646,20	1646,20	1309,21	1006,78	1274,26	1046,63	-113,81	-113,81	-2605,04	2425,70	5030,74	28-29	624,77
	29	1646,20	1646,20	1006,78	1309,21	1046,63	1274,26	113,81	113,81	-2425,70	2605,04	5030,74	29-30	901,21
	30	1646,20	1646,20	1309,21	971,76	1270,31	1016,92	-126,69	-126,69	-2597,11	2395,18	4992,29	30-31	611,86
	31	1646,20	1646,20	971,76	1078,67	985,90	1065,25	39,67	39,67	-2333,02	2401,25	4734,27	31-32	796,83
	32	1646,20	0,00	1078,67	0,00	922,60	0,00	-461,30	-461,30	-2115,40	0,00	2115,40		
I	33	0,00	1646,20	0,00	1078,67	0,00	908,00	504,45	403,56	0,00	2120,35	2120,35	33-34	804,67
	34	1646,20	1646,20	1078,67	971,76	1064,17	987,04	-42,85	-34,28	-2402,00	2332,23	4734,23	34-35	609,46
	35	1646,20	1646,20	971,76	1309,21	1020,59	1267,15	136,98	109,58	-2392,74	2599,21	4991,95	35-36	904,22
	36	1646,20	1646,20	1309,21	1006,78	1271,42	1049,88	-123,08	-98,46	-2606,91	2423,57	5030,48	36-37	621,53
	37	1646,20	1646,20	1006,78	1309,21	1049,88	1271,42	123,08	98,46	-2423,57	2606,91	5030,48	37-38	904,22
	38	1646,20	1646,20	1309,21	971,76	1267,15	1020,59	-136,98	-109,58	-2599,21	2392,74	4991,95	38-39	609,46
	39	1646,20	1646,20	971,76	1078,67	987,04	1064,17	42,85	34,28	-2332,23	2402,00	4734,23	39-40	804,67
	40	1646,20	0,00	1078,67	0,00	908,00	0,00	-504,45	-403,56	-2120,35	0,00	2120,35		

Tableau: les moment et efforts tranchants dans la poutre sous Q portique longitudinale

NIV	NOEUD	Qw kg/ml	Qe kg/ml	Mw' kg.m	Me' kg.m	Mw kg.m	Me kg.m	Mn kg.m	Ms kg.m	Tw kg	Te kg	N kg	travée	Mt kg.M
V	01	0,00	65,00	0,00	42,59	0,00	31,82	0,00	31,82	0,00	85,09	85,09	1-2	33,92
	02	65,00	65,00	42,59	38,37	41,75	39,26	0,00	-2,49	-95,03	91,89	186,92	2-3	23,46
	03	65,00	65,00	38,37	51,69	41,22	49,23	0,00	8,01	-93,86	103,16	197,02	3-4	36,46
	04	65,00	65,00	51,69	39,75	49,48	42,28	0,00	-7,21	-103,41	95,15	198,56	4-5	23,72
	05	65,00	65,00	39,75	51,69	42,28	49,48	0,00	7,21	-95,15	103,41	198,56	5-6	36,46
	06	65,00	65,00	51,69	38,37	49,23	41,22	0,00	-8,01	-103,16	93,86	197,02	6-7	23,46
	07	65,00	65,00	38,37	42,59	39,26	41,75	0,00	2,49	-91,89	95,03	186,92	7-8	33,92
	08	65,00	0,00	42,59	0,00	31,82	0,00	0,00	-31,82	-85,09	0,00	85,09		
IV	09	0,00	97,50	0,00	63,89	0,00	54,18	25,50	28,68	0,00	125,45	125,45	9-10	47,44
	10	97,50	97,50	63,89	57,55	63,06	58,43	-2,18	-2,45	-142,24	138,15	280,40	10-11	36,16
	11	97,50	97,50	57,55	77,54	60,35	75,14	6,96	7,83	-141,78	153,89	295,67	11-12	53,47
	12	97,50	97,50	77,54	59,63	75,38	62,09	-6,25	-7,04	-154,35	143,60	297,95	12-13	36,90
	13	97,50	97,50	59,63	77,54	62,09	75,38	6,25	7,04	-143,60	154,35	297,95	13-14	53,47
	14	97,50	97,50	77,54	57,55	75,14	60,35	-6,96	-7,83	-153,89	141,78	295,67	14-15	36,16
	15	97,50	97,50	57,55	63,89	58,43	63,06	2,18	2,45	-138,15	142,24	280,40	15-16	47,44
	16	97,50	0,00	63,89	0,00	54,18	0,00	-25,50	-28,68	-125,45	0,00	125,45		
III	17	0,00	97,50	0,00	63,89	0,00	54,64	27,32	27,32	0,00	125,29	125,29	17-18	47,19
	18	97,50	97,50	63,89	57,55	63,09	58,39	-2,35	-2,35	-142,22	138,18	280,40	18-19	36,24
	19	97,50	97,50	57,55	77,54	60,23	75,24	7,50	7,50	-141,86	153,82	295,68	19-20	53,38
	20	97,50	97,50	77,54	59,63	75,47	61,99	-6,74	-6,74	-154,29	143,67	297,96	20-21	37,00
	21	97,50	97,50	59,63	77,54	61,99	75,47	6,74	6,74	-143,67	154,29	297,96	21-22	53,38
	22	97,50	97,50	77,54	57,55	75,24	60,23	-7,50	-7,50	-153,82	141,86	295,68	22-23	36,24
	23	97,50	97,50	57,55	63,89	58,39	63,09	2,35	2,35	-138,18	142,22	280,40	23-24	47,19
	24	97,50	0,00	63,89	0,00	54,64	0,00	-27,32	-27,32	-125,29	0,00	125,29		
II	25	0,00	97,50	0,00	63,89	0,00	54,64	27,32	27,32	0,00	125,29	125,29	25-26	47,19
	26	97,50	97,50	63,89	57,55	63,09	58,39	-2,35	-2,35	-142,22	138,18	280,40	26-27	36,24
	27	97,50	97,50	57,55	77,54	60,23	75,24	7,50	7,50	-141,86	153,82	295,68	27-28	53,38
	28	97,50	97,50	77,54	59,63	75,47	61,99	-6,74	-6,74	-154,29	143,67	297,96	28-29	37,00
	29	97,50	97,50	59,63	77,54	61,99	75,47	6,74	6,74	-143,67	154,29	297,96	29-30	53,38
	30	97,50	97,50	77,54	57,55	75,24	60,23	-7,50	-7,50	-153,82	141,86	295,68	30-31	36,24
	31	97,50	97,50	57,55	63,89	58,39	63,09	2,35	2,35	-138,18	142,22	280,40	31-32	47,19
	32	97,50	0,00	63,89	0,00	54,64	0,00	-27,32	-27,32	-125,29	0,00	125,29		
I	33	0,00	97,50	0,00	63,89	0,00	53,78	29,88	23,90	0,00	125,58	125,58	33-34	47,66
	34	97,50	97,50	63,89	57,55	63,03	58,46	-2,54	-2,03	-142,26	138,13	280,40	34-35	36,10
	35	97,50	97,50	57,55	77,54	60,45	75,05	8,11	6,49	-141,72	153,94	295,66	35-36	53,55
	36	97,50	97,50	77,54	59,63	75,30	62,18	-7,29	-5,83	-154,40	143,54	297,94	36-37	36,81
	37	97,50	97,50	59,63	77,54	62,18	75,30	7,29	5,83	-143,54	154,40	297,94	37-38	53,55
	38	97,50	97,50	77,54	57,55	75,05	60,45	-8,11	-6,49	-153,94	141,72	295,66	38-39	36,10
	39	97,50	97,50	57,55	63,89	58,46	63,03	2,54	2,03	-138,13	142,26	280,40	39-40	47,66
	40	97,50	0,00	63,89	0,00	53,78	0,00	-29,88	-23,90	-125,58	0,00	125,58		

Tableau donnant les caractéristiques du portique transversales

NIV	NŒUD	Lw	Le	Hn	Hs	lw	le	ln	ls	L' w	L' e	H' n	H' s	Kw	Ke	Kn	Ks	D
V	01	0,00	3,60	2,66	2,66	0,00	16,00	0,00	18,67	0,00	2,88	2,66	2,13	0,00	5,56	0,00	8,77	14,33
	02	3,60	4,10	2,66	2,66	16,00	16,00	0,00	18,67	2,88	3,28	2,66	2,13	5,56	4,88	0,00	8,77	19,21
	03	4,10	0,00	2,66	2,66	16,00	0,00	0,00	18,67	3,28	0,00	2,66	2,13	4,88	0,00	0,00	8,77	13,65
IV	04	0,00	3,60	2,66	2,66	0,00	16,00	18,67	18,67	0,00	2,88	2,39	2,13	0,00	5,56	7,80	8,77	22,12
	05	3,60	4,10	2,66	2,66	16,00	16,00	18,67	18,67	2,88	3,28	2,39	2,13	5,56	4,88	7,80	8,77	27,00
	06	4,10	0,00	2,66	2,66	16,00	0,00	18,67	18,67	3,28	0,00	2,39	2,13	4,88	0,00	7,80	8,77	21,45
III	07	0,00	3,60	2,66	2,66	0,00	16,00	18,67	18,67	0,00	2,88	2,13	2,13	0,00	5,56	8,77	8,77	23,10
	08	3,60	4,10	2,66	2,66	16,00	16,00	18,67	18,67	2,88	3,28	2,13	2,13	5,56	4,88	8,77	8,77	27,98
	09	4,10	0,00	2,66	2,66	16,00	0,00	18,67	18,67	3,28	0,00	2,13	2,13	4,88	0,00	8,77	8,77	22,42
II	10	0,00	3,60	2,66	2,66	0,00	16,00	18,67	18,67	0,00	2,88	2,39	2,13	0,00	5,56	0,00	8,77	14,33
	11	3,60	4,10	2,66	2,66	16,00	16,00	18,67	18,67	2,88	3,28	2,39	2,13	5,56	4,88	7,80	8,77	27,00
	12	4,10	0,00	2,66	2,66	16,00	0,00	18,67	18,67	3,28	0,00	2,39	2,13	4,88	0,00	7,80	8,77	21,45
I	13	0,00	3,60	2,66	2,66	0,00	16,00	18,67	18,67	0,00	2,88	2,13	2,66	0,00	5,56	8,77	7,02	21,35
	14	3,60	4,10	2,66	2,66	16,00	16,00	18,67	18,67	2,88	3,28	2,13	2,66	5,56	4,88	8,77	7,02	26,22
	15	4,10	0,00	2,66	2,66	16,00	0,00	18,67	18,67	3,28	0,00	2,13	2,66	4,88	0,00	8,77	7,02	20,67

Tableau: les moment et efforts tranchants dans la portiques sous G portique transversale

NIV	NOEUD	Gw kg/ml	Ge kg/ml	Mw' kg.m	Me' kg.m	Mw kg.m	Me kg.m	Mn kg.m	Ms kg.m	Tw kg	Te kg	N kg	travée	Mt kg.M
V	01	0,00	3431,59	0,00	3348,59	0,00	2050,15	0,00	2050,15	0,00	7107,02	7107,02	1- 2	2715,93
	02	3431,59	3431,59	3348,59	4343,34	3636,34	4090,68	0,00	454,35	-6050,66	7277,38	13328,04		
	03	3431,59	0,00	4343,34	0,00	2791,18	0,00	0,00	-2791,18	-7715,53	0,00	7715,53	2- 3	3769,70
IV	04	0,00	3242,80	0,00	3164,36	0,00	2369,79	1115,19	1254,59	0,00	6716,03	6716,03	4- 5	2389,56
	05	3242,80	3242,80	3164,36	4104,39	3357,76	3934,58	271,44	305,37	-5676,81	6877,02	12553,83		
	06	3242,80	0,00	4104,39	0,00	3170,87	0,00	-1492,18	-1678,70	-7421,12	0,00	7421,12	5- 6	3261,21
III	07	0,00	3242,80	0,00	3164,36	0,00	2403,31	1201,66	1201,66	0,00	6716,03	6716,03	7- 8	2376,17
	08	3242,80	3242,80	3164,36	4104,39	3351,03	3940,49	294,73	294,73	-5673,30	6877,02	12550,32		
	09	3242,80	0,00	4104,39	0,00	3211,45	0,00	-1605,73	-1605,73	-7431,02	0,00	7431,02	8- 9	3237,96
II	10	0,00	3242,80	0,00	3164,36	0,00	2369,79	1115,19	1254,59	0,00	6716,03	6716,03	10-11	2389,56
	11	3242,80	3242,80	3164,36	4104,39	3357,76	3934,58	271,44	305,37	-5676,81	6877,02	12553,83		
	12	3242,80	0,00	4104,39	0,00	3170,87	0,00	-1492,18	-1678,70	-7421,12	0,00	7421,12	11-12	3261,21
I	13	0,00	3242,80	0,00	3164,36	0,00	2340,76	1300,42	1040,34	0,00	6716,03	6716,03	13-14	2401,20
	14	3242,80	3242,80	3164,36	4104,39	3363,51	3929,53	314,45	251,56	-5679,81	6877,02	12556,83		
	15	3242,80	0,00	4104,39	0,00	3135,65	0,00	-1742,03	-1393,62	-7412,53	0,00	7412,53	14-15	3281,34

Tableau: les moment et efforts tranchants dans la portiques sous Q portique transversale

NIV	NOEUD	Qw kg/ml	Qe kg/ml	Mw' kg.m	Me' kg.m	Mw kg.m	Me kg.m	Mn kg.m	Ms kg.m	Tw kg	Te kg	N kg	travée	Mt kg.M
V	01	0,00	385,00	0,00	375,69	0,00	230,01	0,00	376,30	0,00	797,36	797,36	1-2	304,71
	02	385,00	385,00	375,69	487,29	407,97	458,95	0,00	79,78	-678,84	808,60	1487,44	2-3	422,93
	03	385,00	0,00	487,29	0,00	313,15	0,00	0,00	-312,51	-865,63	0,00	865,63		
IV	04	0,00	577,50	0,00	563,53	0,00	422,03	198,60	563,93	0,00	1196,04	1196,04	4-5	425,55
	05	577,50	577,50	563,53	730,94	597,97	700,70	48,34	133,29	-1010,97	1216,31	2227,27	5-6	580,78
	06	577,50	0,00	730,94	0,00	564,69	0,00	-265,74	-564,28	-1321,60	0,00	1321,60		
III	07	0,00	577,50	0,00	563,53	0,00	428,00	214,00	563,91	0,00	1196,04	1196,04	7-8	423,16
	08	577,50	577,50	563,53	730,94	596,77	701,75	52,49	134,48	-1010,34	1216,60	2226,94	8-9	576,64
	09	577,50	0,00	730,94	0,00	571,92	0,00	-285,96	-571,53	-1323,37	0,00	1323,37		
II	10	0,00	577,50	0,00	563,53	0,00	422,03	198,60	563,93	0,00	1196,04	1196,04	10-11	0,00
	11	577,50	577,50	563,53	730,94	597,97	700,70	48,34	133,29	-1010,97	1216,31	2227,27	11-12	425,55
	12	577,50	0,00	730,94	0,00	564,69	0,00	-265,74	-564,28	-1321,60	0,00	1321,60		580,78
I	13	0,00	577,50	0,00	563,53	0,00	416,86	231,59	563,86	0,00	1196,04	1196,04	13-14	427,62
	14	577,50	577,50	563,53	730,94	599,00	699,80	56,00	132,21	-1011,50	1216,06	2227,56	14-15	584,36
	15	577,50	0,00	730,94	0,00	558,42	0,00	-310,23	-558,08	-1320,07	0,00	1320,07		

Tableau: les moment en travées et en appuis portique longitudinale

NIV	NOEUD	E L U			E L S		
		1,35G+1,5Q			G+Q		
		Mw kg.m	Me kg.m	Mt kg.m	Mw kg.m	Me kg.m	Mt kg.m
V	01	0,00	595,49	634,73	0,00	437,57	466,40
	02	781,18	734,58	438,95	574,01	539,77	322,54
	03	771,39	921,26	682,27	566,82	676,94	501,34
	04	925,88	791,05	443,83	680,34	581,27	326,13
	05	791,05	925,88	682,27	581,27	680,34	501,34
	06	921,26	771,39	438,95	676,94	566,82	322,54
	07	734,58	781,18	634,73	539,77	574,01	466,40
	08	595,49	0,00		437,57	0,00	
IV	09	0,00	1316,27	1152,53	0,00	969,00	848,46
	10	1531,89	1419,43	878,52	1127,73	1044,94	646,74
	11	1466,02	1825,33	1299,02	1079,23	1343,75	956,29
	12	1831,27	1508,44	896,45	1348,12	1110,47	659,94
	13	1508,44	1831,27	1299,02	1110,47	1348,12	956,29
	14	1825,33	1466,02	878,52	1343,75	1079,23	646,74
	15	1419,43	1531,89	1152,53	1044,94	1127,73	848,46
	16	1316,27	0,00		969,00	0,00	
III	17	0,00	1327,48	1146,52	0,00	977,24	844,03
	18	1532,72	1418,56	880,38	1128,34	1044,29	648,10
	19	1463,19	1827,77	1296,70	1077,15	1345,54	954,59
	20	1833,46	1505,94	898,95	1349,73	1108,62	661,78
	21	1505,94	1833,46	1296,70	1108,62	1349,73	954,59
	22	1827,77	1463,19	880,38	1345,54	1077,15	648,10
	23	1418,56	1532,72	1146,52	1044,29	1128,34	844,03
	24	1327,48	0,00		977,24	0,00	
II	25	0,00	1327,48	1146,52	0,00	977,24	844,03
	26	1532,72	1418,56	880,38	1128,34	1044,29	648,10
	27	1463,19	1827,77	1296,70	1077,15	1345,54	954,59
	28	1833,46	1505,94	898,95	1349,73	1108,62	661,78
	29	1505,94	1833,46	1296,70	1108,62	1349,73	954,59
	30	1827,77	1463,19	880,38	1345,54	1077,15	648,10
	31	1418,56	1532,72	1146,52	1044,29	1128,34	844,03
	32	1327,48	0,00		977,24	0,00	
I	33	0,00	1306,47	1157,79	0,00	961,78	852,33
	34	1531,17	1420,19	876,92	1127,20	1045,50	645,56
	35	1468,46	1823,23	1301,02	1081,03	1342,20	957,77
	36	1829,37	1510,61	894,28	1346,72	1112,06	658,34
	37	1510,61	1829,37	1301,02	1112,06	1346,72	957,77
	38	1823,23	1468,46	876,92	1342,20	1081,03	645,56
	39	1420,19	1531,17	1157,79	1045,50	1127,20	852,33
	40	1306,47	0,00		961,78	0,00	

Moment en travées sur appuis : PORTIQUE TRANSVERSALE

NIV	NOEUD	E L U			E L S		
		1,35G+1,5Q			G+Q		
		Mw kg.m	Me kg.m	Mt kg.m	Mw kg.m	Me kg.m	Mt kg.m
V	01	0,00	3112,73	4123,57	0,00	2280,17	3020,64
	02	5521,01	6210,84		4044,31	4549,63	
	03	4237,81	0,00	5723,49	3104,33	0,00	4192,63
IV	04	0,00	3832,25	3864,23	0,00	2791,81	2815,11
	05	5429,94	6362,72		3955,74	4635,27	
	06	5127,72	0,00	5273,80	3735,56	0,00	3841,99
III	07	0,00	3886,47	3842,57	0,00	2831,31	2799,33
	08	5419,05	6372,29		3947,80	4642,24	
	09	5193,34	0,00	5236,20	3783,37	0,00	3814,60
II	10	0,00	3832,25	0,00	0,00	2791,81	0,00
	11	5429,94	6362,72		3955,74	4635,27	
	12	5127,72	0,00	5273,80	3735,56	0,00	3841,99
I	13	0,00	3785,32	3883,05	0,00	2757,62	2828,82
	14	5439,24	6354,56		3962,51	4629,32	
	15	5070,76	0,00	5306,36	3694,07	0,00	3865,71

Moment dans le poteaux : PORTIQUE LONGETIDUNALE

NIV	NOEUD	E L U		E L S	
		1,35G+1,5Q		G+Q	
		Mn kg.m	Ms kg.m	Mn kg.m	Ms kg.m
V	01	0,00	595,49	0,00	437,57
	02	0,00	-46,61	0,00	-34,25
	03	0,00	149,87	0,00	110,13
	04	0,00	-134,83	0,00	-99,07
	05	0,00	134,83	0,00	99,07
	06	0,00	-149,87	0,00	-110,13
	07	0,00	46,61	0,00	34,25
	08	0,00	-595,49	0,00	-437,57
IV	09	619,42	696,85	456,00	513,00
	10	-52,92	-59,54	-38,96	-43,83
	11	169,09	190,23	124,48	140,04
	12	-151,92	-170,91	-111,84	-125,82
	13	151,92	170,91	111,84	125,82
	14	-169,09	-190,23	-124,48	-140,04
	15	52,92	59,54	38,96	43,83
	16	-619,42	-696,85	-456,00	-513,00
III	17	663,74	663,74	488,62	488,62
	18	-57,08	-57,08	-42,02	-42,02
	19	182,29	182,29	134,20	134,20
	20	-163,76	-163,76	-120,56	-120,56
	21	163,76	163,76	120,56	120,56
	22	-182,29	-182,29	-134,20	-134,20
	23	57,08	57,08	42,02	42,02
	24	-663,74	-663,74	-488,62	-488,62
II	25	663,74	663,74	488,62	488,62
	26	-57,08	-57,08	-42,02	-42,02
	27	182,29	182,29	134,20	134,20
	28	-163,76	-163,76	-120,56	-120,56
	29	163,76	163,76	120,56	120,56
	30	-182,29	-182,29	-134,20	-134,20
	31	57,08	57,08	42,02	42,02
	32	-663,74	-663,74	-488,62	-488,62
I	33	725,82	580,66	534,32	427,46
	34	-61,66	-49,33	-45,39	-36,31
	35	197,09	157,67	145,09	116,07
	36	-177,09	-141,67	-130,37	-104,29
	37	177,09	141,67	130,37	104,29
	38	-197,09	-157,67	-145,09	-116,07
	39	61,66	49,33	45,39	36,31
	40	-725,82	-580,66	-534,32	-427,46

Moment dans le poteaux : PORTIQUE TRANSVERSALE

NIV	NOEUD	E L U		E L S	
		1,35G+1,5Q		G+Q	
		Mn kg.m	Ms kg.m	Mn kg.m	Ms kg.m
V	01	0,00	3332,16	0,00	2426,45
	02	0,00	733,03	0,00	534,12
	03	0,00	-4236,85	0,00	-3103,68
IV	04	1803,41	2539,59	1313,80	1818,52
	05	438,96	612,19	319,78	438,66
	06	-2413,04	-3112,66	-1757,91	-2242,98
III	07	1943,24	2468,10	1415,66	1765,57
	08	476,62	599,61	347,22	429,21
	09	-2596,67	-3025,02	-1891,68	-2177,25
II	10	1803,41	2539,59	1313,80	1818,52
	11	438,96	612,19	319,78	438,66
	12	-2413,04	-3112,66	-1757,91	-2242,98
I	13	2102,95	2250,25	1532,01	1604,20
	14	508,51	537,92	370,45	383,77
	15	-2817,09	-2718,51	-2052,26	-1951,70

Efforts Tranchants dans la PORTIQUE LONGETIDUNALE

NIV	NOEUD	EL U		EL S	
		1,35G+1,5Q		G+Q	
		Tw kg	Te kg	Tw kg	Te kg
V	01	0,00	1592,12	0,00	1169,90
	02	-1778,18	1719,41	-1306,61	1263,42
	03	-1756,29	1930,31	-1290,53	1418,39
	04	-1934,93	1780,48	-1421,79	1308,30
	05	-1780,48	1934,93	-1308,30	1421,79
	06	-1930,31	1756,29	-1418,39	1290,53
	07	-1719,41	1778,18	-1263,42	1306,61
	08	-1592,12	0,00	-1169,90	0,00
IV	09	0,00	3047,52	0,00	2243,48
	10	-3455,59	3356,23	-2543,89	2470,75
	11	-3444,40	3738,45	-2535,65	2752,12
	12	-3749,68	3488,56	-2760,39	2568,16
	13	-3488,56	3749,68	-2568,16	2760,39
	14	-3738,45	3444,40	-2752,12	2535,65
	15	-3356,23	3455,59	-2470,75	2543,89
	16	-3047,52	0,00	-2243,48	0,00
III	17	0,00	3043,72	0,00	2240,69
	18	-3455,02	3356,84	-2543,47	2471,20
	19	-3446,28	3736,83	-2537,04	2750,93
	20	-3748,23	3490,20	-2759,32	2569,37
	21	-3490,20	3748,23	-2569,37	2759,32
	22	-3736,83	3446,28	-2750,93	2537,04
	23	-3356,84	3455,02	-2471,20	2543,47
	24	-3043,72	0,00	-2240,69	0,00
II	25	0,00	3043,72	0,00	2240,69
	26	-3455,02	3356,84	-2543,47	2471,20
	27	-3446,28	3736,83	-2537,04	2750,93
	28	-3748,23	3490,20	-2759,32	2569,37
	29	-3490,20	3748,23	-2569,37	2759,32
	30	-3736,83	3446,28	-2750,93	2537,04
	31	-3356,84	3455,02	-2471,20	2543,47
	32	-3043,72	0,00	-2240,69	0,00
I	33	0,00	3050,84	0,00	2245,93
	34	-3456,09	3355,71	-2544,26	2470,36
	35	-3442,77	3739,85	-2534,45	2753,15
	36	-3750,93	3487,13	-2761,31	2567,11
	37	-3487,13	3750,93	-2567,11	2761,31
	38	-3739,85	3442,77	-2753,15	2534,45
	39	-3355,71	3456,09	-2470,36	2544,26
	40	-3050,84	0,00	-2245,93	0,00

Efforts Tranchants dans la PORTIQUE TRANSVERSALE

NIV	NOEUD	E L U		E L S	
		1,35G+1,5Q		G+Q	
		Tw kg	Te kg	Tw kg	Te kg
V	01	0	10790,52	0,00	7904,38
	02	-9186,64	11037,36	-6729,50	8085,98
	03	-11714,41	0,00	-8581,16	0,00
IV	04	0,00	10860,69	0,00	7912,07
	05	-9180,15	11108,43	-6687,78	8093,32
	06	-12000,92	0,00	-8742,73	0,00
III	07	0,00	10860,69	0,00	7912,07
	08	-9174,46	11108,87	-6683,64	8093,61
	09	-12016,93	0,00	-8754,39	0,00
II	10	0,00	10860,69	0,00	7912,07
	11	-9180,15	11108,43	-6687,78	8093,32
	12	-12000,92	0,00	-8742,73	0,00
I	13	0,00	10860,69	0,00	7912,07
	14	-9185,00	11108,05	-6691,31	8093,07
	15	-11987,03	0,00	-8732,61	0,00

Effort normal : PORTIQUE LONGETIDUNALE

NIV	NOEUD	E L U	E L S
		1,35G+1,5Q	G+Q
		N kg	N kg
V	01	1592,12	1169,90
	02	3497,59	2570,04
	03	3686,59	2708,92
	04	3715,41	2730,09
	05	3715,41	2730,09
	06	3686,59	2708,92
	07	3497,59	2570,04
	08	1592,12	1169,90
IV	09	3047,52	2243,48
	10	6811,82	5014,64
	11	7182,84	5287,77
	12	7238,23	5328,55
	13	7238,23	5328,55
	14	7182,84	5287,77
	15	6811,82	5014,64
	16	3047,52	2243,48
III	17	3043,72	2240,69
	18	6811,86	5014,66
	19	7183,10	5287,96
	20	7238,43	5328,70
	21	7238,43	5328,70
	22	7183,10	5287,96
	23	6811,86	5014,66
	24	3043,72	2240,69
II	25	3043,72	2240,69
	26	6811,86	5014,66
	27	7183,10	5287,96
	28	7238,43	5328,70
	29	7238,43	5328,70
	30	7183,10	5287,96
	31	6811,86	5014,66
	32	3043,72	2240,69
I	33	3050,84	2245,93
	34	6811,80	5014,62
	35	7182,62	5287,61
	36	7238,06	5328,42
	37	7238,06	5328,42
	38	7182,62	5287,61
	39	6811,80	5014,62
	40	3050,84	2245,93

Effort normal : PORTIQUE TRANSVERSALE

NIV	NOEUD	E L U	E L S
		1,35G+1,5Q	G+Q
		N kg	N kg
V	01	10790,52	7904,38
	02	20224,01	14815,48
	03	11714,41	8581,16
IV	04	10860,69	7912,07
	05	20288,58	14781,10
	06	12000,92	8742,73
III	07	10860,69	7912,07
	08	20283,33	14777,25
	09	12016,93	8754,39
II	10	10860,69	7912,07
	11	20288,58	14781,10
	12	12000,92	8742,73
I	13	10860,69	7912,07
	14	20293,05	14784,39
	15	11987,03	8732,61

Chapitre V

Ferraillage des portiques

V-1- Introduction.

V-2- Ferraillage des poutres.

V-3- Calcul des armatures transversales.

V-4- Calcul de l'ancrage.

V-5-calcul de recouvrement.

V-6- Armature transversal.

V-7- Les Poteaux .

V-1- Introduction :

Le ferrailage sera conformément aux règles du BAEL91 à partir des combinaisons de sollicitation des charges verticales. Étant donné que les poutres négligeables, alors les poutres sont calculées en flexion simple, les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V-2- Ferrailage des poutres:

Les poutres seront ferrillées comme étant des sections rectangulaires soumises à la flexion simple.

- Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- La fissuration étant peu nuisible car les poutres sont des éléments non composés.

V-2-1- Méthode de calcul:

- La section ($b \times h$) et comme que les caractéristiques F_{C28} , F_e , σ_b , σ_s .
- Les contraintes de calcul :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- Le moment réduit:

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}}$$

- Contrôle si :

$$U_{bu} \leq U_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot} \quad (A) \Rightarrow \sigma_s = f(\sigma, S_t)$$

- Calcul des sections des aciers:

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s}, \quad Z_b = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right)$$

V-2-2- Adaptation d'une section réelle.

A- Différentes vérifications:

Ø Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e}$$

Ø Condition de (R.P.A 99) :

- 0.5% : en toute poutre total des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre.
- 0.4% : en zone courant (pourcentage total maximum des aciers longitudinales en zone courant)
- 0.6% : en zone recouvrement (pourcentage total maximum de aciers longitudinale en zone recouvrement).

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \cdot \frac{M_b}{10M_0}, \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{Fe}$$

V-3- Calcul des armatures transversales:

Le diamètre minimal des armatures transversales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{B}{10}, \Phi_e\right)$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec : } V_u = V_{\max}.$$

$$\bar{\tau} = \min\{0.13F_{c28}, 4Mpa\} = 3.25Mpa$$

-Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq (0.9 \times d, 10Cm)$$

- L'espacement exigé par le (R.P.A 99)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\Phi, 30Cm\right\}$$

$$\text{Zone intermédiaire : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

V-4- Calcul de l'ancrage:

La valeur limité d'adhérence :

$$\bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 \cdot F_{c28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5(HA)$$

ψ_s : Coefficient de scellement longueur de scellement droit.

$$L_s = \frac{\Phi F_e}{4\bar{\tau}_s} \quad \text{D'après les recommandation : } L_s \geq 4\Phi$$

Pour assurer l'ancrage il faut que: $\alpha = 90^\circ$.

$$1.87 \cdot L_1 + L_2 \geq L_s - 2.19 \cdot \Phi$$

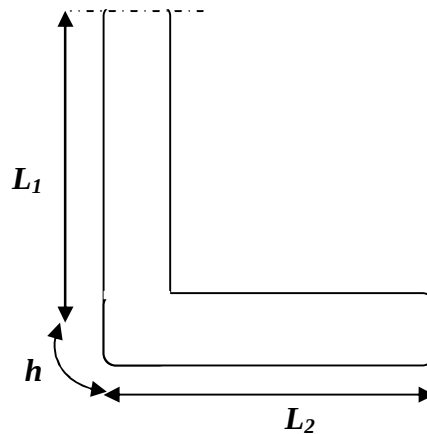
V-5-calcul de recouvrement :

le recouvrement des armatures tendues d'acier $HA.Fe.E_{400}$ est le plus souvent présenter par un scellement droit:

$$C > 5\Phi; L_r = L_s + C$$

$$C < 5\Phi; L_r = L_s$$

C : la distance entre les deux barres $L_s = 40\Phi$, pour $Fe.E_{400}$.



V-5-1- Portique transversal :

A- En travée :

Niv	μ_t	μ_u	μ_e	A'	Z	σ_s Mpa	ξ	A Cm^2	$A_{adopté}$	
V	5723.49	0.093	0.392	0	0.361	348	10	4.55	6	3HA12 3HA16
IV	5273.8	0.086	0.392	0	0.363	348	10	4.17	6	3HA12 3HA16
III	5236.20	0.085	0.392	0	0.363	348	10	4.14	6	3HA12 3HA16
II	5273.8	0.086	0.392	0	0.363	348	10	4.17	6	3HA12 3HA16
I	5306.36	0.086	0.392	0	0.363	348	10	4.20	6	3HA12 3HA16

B- Sur appui :

Niv	μ_t	μ_u	μ_e	$A' \text{ cm}^2$	Z	$\sigma_s \text{ Mpa}$	ξ	$A \text{ Cm}^2$	$A_{adopté}$	
V	5521.01	0.090	0.392	0	0.362	348	10	4.38	6	3HA12 3HA16
IV	5429.94	0.088	0.392	0	0.362	348	10	4.31	6	3HA12 3HA16
III	5419.05	0.088	0.392	0	0.362	348	10	4.30	6	3HA12 3HA16
II	5429.94	0.088	0.392	0	0.362	348	10	4.31	6	3HA12 3HA16
I	5439.24	0.088	0.392	0	0.362	348	10	4.32	6	3HA12 3HA16

V-5-2- Portique longitudinal :

A- En travée :

Niv	μ_t	μ_u	μ_e	$A' \text{ cm}^2$	Z	$\sigma_s \text{ Mpa}$	ξ	$A \text{ Cm}^2$	$A_{adopté}$	
V	682.27	0.020	0.392	0	0.277	348	10	0.707	4.5	3HA12 3HA14
IV	1299.02	0.039	0.392	0	0.274	348	10	1.36	4.5	3HA12 3HA14
III	1296.70	0.039	0.392	0	0.274	348	10	1.36	4.5	3HA12 3HA14
II	1296.70	0.039	0.392	0	0.274	348	10	1.36	4.5	3HA12 3HA14
I	1301.02	0.039	0.392	0	0.274	348	10	1.36	4.5	3HA12 3HA14

B- Sur appui :

Niv	μ_t	μ_u	μ_e	$A' \text{ cm}^2$	Z	$\sigma_s \text{ Mpa}$	ξ	A	$A_{adopté}$	
V	925.88	0.028	0.392	0	0.276	348	10	0.964	4.5	3HA12 3HA14
IV	1831.27	0.055	0.392	0	0.272	348	10	1.93	4.5	3HA12 3HA14
III	1833.46	0.055	0.392	0	0.272	348	10	1.94	4.5	3HA12 3HA14
II	1833.46	0.055	0.392	0	0.272	348	10	1.94	4.5	3HA12 3HA14
I	1829.37	0.055	0.392	0	0.272	348	10	1.93	4.5	3HA12 3HA14

Vérification :

A- Poutres principales :

1- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d.\frac{F_{c28}}{Fe} = 0.23 \times 38 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$$

2- Condition de RPA99 :

$$A_{\min} \geq 0.5\%b.d = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.4}{100} = 6 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$$

On adopte: en travée: $A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}16 = 8.01 \text{ cm}^2$

en appui: $A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}16 = 8.01 \text{ cm}^2$

3- Vérification de cisaillement :

$$\tau_s = \frac{\tau_u}{b \cdot d} = \frac{11108.43 \times 10^{-5}}{0.3 \times 0.38} = 0.974 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

4- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{4.50} = 0.088 \geq 0.0625 \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.75M_0}{10M_0} = 0.088 \geq 0.075 \dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{Fe} = 0.0070 \leq 0.0105 \dots \text{OK}$$

B- Poutre secondaire:

1- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 28 \times 30 \times \frac{2.1}{40} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \text{OK}$$

2- Condition de RPA99 :

$$A_{\min} \geq 0.5\% \times b \times h = \frac{0.5 \times 30 \times 30}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte: en travée: $A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14$

en appui: $A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14$

3- Vérification de la cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{3750.93 \times 10^{-5}}{0.3 \times 0.28} = 0.446 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

4- Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0.083 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots OK$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.75M_0}{10M_0} = 0.083 \geq 0.075 \dots \dots \dots OK$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{5.65}{30 \times 28} = 0.0067 < 0.0105 \dots \dots \dots OK$$

V-6- Armature transversal :

1- Diamètres:

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \min \right\} \Rightarrow \Phi \leq \min \{10.85; 30; 14\} \Rightarrow \Phi = 8mm(RL)$$

2- Espacement:

Selon RPA:

$$\text{- Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30cm \right\}$$

$$\text{- Zone intermédiaire : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{2} \right\}$$

$$\text{Selon : } S_t \min \{0.9d; 40Cm\}$$

$$S_t \leq \min \{0.9 \times 38 = 34.2Cm; 40Cm\} \Rightarrow S_t = 34.2Cm$$

$$\text{- Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30cm \right\} = \{10; 16.8; 30Cm\}$$

$$S_t \leq 10Cm \Rightarrow S_t = 10Cm$$

$$\text{- Zone intermédiaire : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20Cm$$

$$S_t \leq 20Cm \Rightarrow S_t = 20Cm$$

V-6-1- Vérification de la section des armatures transversales:

$$S_t = \frac{A_t \times Fe}{0.4 \times b} \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{Fe} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6Cm^2$$

$$\text{soit } A_t = 4\Phi 8 = 2.01Cm^2$$

Ø Calcul de longueur d'ancrage :

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 F_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83Mpa$$

$$L_s = \frac{\phi \times Fe}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 49.46Cm$$

$$L_s = \frac{\phi \times Fe}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.4 \text{Cm}$$

- Condition à satisfaire :

$$L_s = 40\Phi \Rightarrow \{HA14\} \Rightarrow L_s = 56 \text{Cm}$$

On prend : $L_s = 60 \text{Cm}$

- Pour encrage courbe :

$$L_s + 2.3L_1 + 3.3R \geq L_s$$

$$R = 5.5\Phi = 7.7 \text{Cm}$$

$$L_1 = 6\Phi = 8.4 \text{Cm}$$

Soit : $L_2 = 10 \text{Cm}$

Ø Calcule la longueur de recouvrement :

$$C = \frac{\Phi_1}{2} + \frac{\Phi_2}{2} \begin{cases} L_r = L_s & \text{pour : } C \leq 5\Phi \\ L_r = L_s + C & \text{pour : } C \geq 5\Phi \end{cases}$$

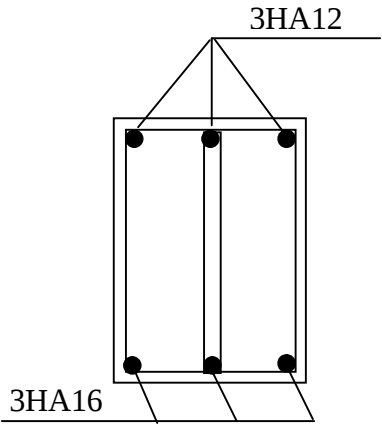
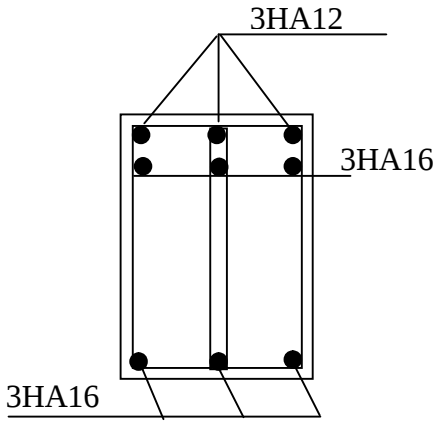
On a diamètre 14 et 12 :

$$C = \frac{1.4}{2} + \frac{1.2}{2} = 1.3 \leq 5\Phi : \begin{cases} 5 \times 1.4 = 7 \\ 5 \times 1.2 = 6 \end{cases} \Rightarrow L_s = 60 \text{Cm}$$

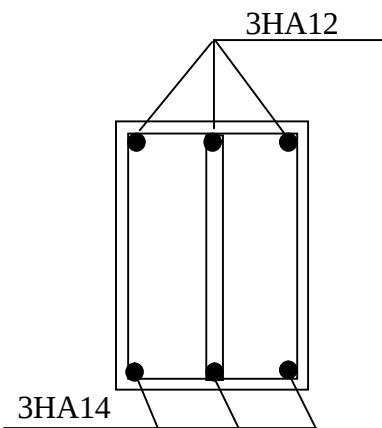
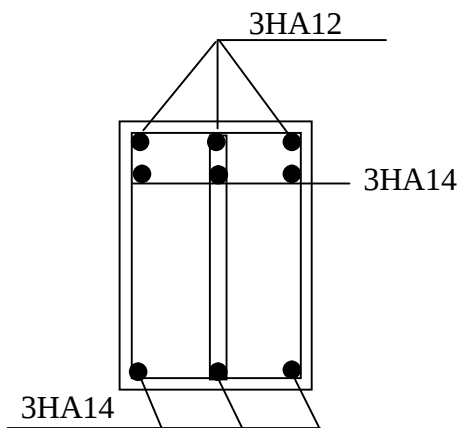
Nota : les armatures des montages : $A = 3HA12$

Schéma de ferrailage:

1- Poutres principales (30 x 40) Cm²

Portique	Niv	En travée	En appui
	V  I		

2- Poutres secondaires (30 x 30) Cm².

Portique	Niv	En travée	En appui
	V  I		

V-7- Les Poteaux :

Les poteaux soumis à la flexion composée à cause de la sollicitation de l'effort normal l'effort tranchants et des moment fléchissant.

V-7-1- Etape de calcul l'ELU :

1- Le choix N avec M :

D'où : e_1 : l'excentricité du premier cadre. $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$

Avec : e_0 : l'excentricité accidentelle.

$$e_0 : \max\left(2Cm, \frac{4Cm}{250}\right)$$

e_2 : l'excentricité du aux effort du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \Phi)$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement de la pièce $L_f = 0.7 f$.

L : La longueur de la pièce (poteau).

h : La hauteur total de la section dans la direction du flambements.

M_t : moment du 1^{ère} ordre théorique.

α : Rapport du moment du 1er ordre compris entre 0 et 1 ($\alpha = 0.5$) cas général.

Φ : rapport de la déformation final due au fluage généralement pris égal a ($\Phi = 2$).

Calcul de l'élancement: $\lambda = \frac{L_p}{i}$

Avec : i rayon de la section droite du béton seul.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inerte .

B : section du béton.

- calcul des aciers.

$$N_{ua} = \Omega N, \quad N_{ua} = N_{ua} \cdot e_t, \quad N_{ua} = N_{uG} + N_{uG} \left(d \cdot \frac{h}{2} \right)$$

Ω : coefficient de majoration.

$$\begin{cases} \text{Si : } \frac{e}{h} \leq 0.75 \Rightarrow \Omega = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right) \\ \text{Si : } \frac{e}{h} \leq 0.75 \Rightarrow \Omega = 1 + 0.15 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right) \end{cases}$$

2- Calcul de la section d'acier :

A- Calcul de la section entièrement tendue:

Si N est effort de traction et le centre de pression est compris entre les travées des armatures.

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{B \cdot d \cdot \sigma_{St}} \quad A_2 = \frac{M_U}{\sigma_{St}} \cdot A_t = A_1 - A_3$$

B- section partiellement comprimée:

La section sera partiellement tendue si (N) soit :

$$N(d - d') \cdot M_{uA} \leq \left(0.377 - 0.81 \cdot \frac{\lambda'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot F_{bu}$$

Ou si le centre de pression (c) se trouve a l'extérieur de segment limité par les armature, l'effort N est un effort de compression et la condition suivante est vérifier la section d'acier sera :

$$A = \frac{M_{UA}}{B \cdot d \cdot \sigma_{St}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} : \text{effort de compression.}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{B \cdot d \cdot \sigma_{St}} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} : \text{effort de traction.}$$

Poteau	sons	niveau	$M(Kg.m)$	$N(Kg)$	E	$\hat{A} cm^2$	$A cm^2$	$A_{min}(cm^2)$	RPA	A_{adapte}
Poteau II.B	Longitudinal	V	595.49	3715.41	0.16	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		IV	696.85	7238.23	0.096	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		III	663.74	7238.43	0.091	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		II	663.74	7238.43	0.091	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		I	58.66	7238.06	0.080	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
	Transversale	V	4236.85	20224.01	0.21	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		IV	3112.66	20288.58	0.15	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		III	3025.02	20283.33	0.15	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		II	3112.66	20288.58	0.15	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12
		I	2718.51	20293.05	0.13	0	0	1.60	11.2	6HA14 2HA12

3- Calcul de section d'armature transversales:

A- Condition de RPA99 :

$$A_{min} = \frac{0.8.b.h}{100} = \frac{0.8 \times 35 \times 40}{100} = 11.2 cm^2$$

Soit: $\Rightarrow A_s = 6HA14 + 2HA12 = 11.49 cm^2 > A_{min} = 11.20 cm^2 \dots\dots\dots OK$

B- Enrobage des barres:

$C \geq \max[\Phi_L, C_g]$ Ou : $C_g = 2.5 cm$ désigne la grosseur du plus gros grain de béton.

$$C \geq \max[1.4, 2.5] \Rightarrow C = 3 cm$$

4- Recouvrement transversales:

A- Diamètres:

$$\Phi_t \geq \Phi \cdot \frac{L}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 mm$$

Soit : $\Phi_t = 8mm(RL)$

B- Espacement:

$$S_t \leq \min[40Cm, \alpha + 10,15\Phi L_{em}] \Rightarrow S_t \leq \min[40Cm, 45Cm, 21Cm]$$

Soit : $S_t = 20Cm$

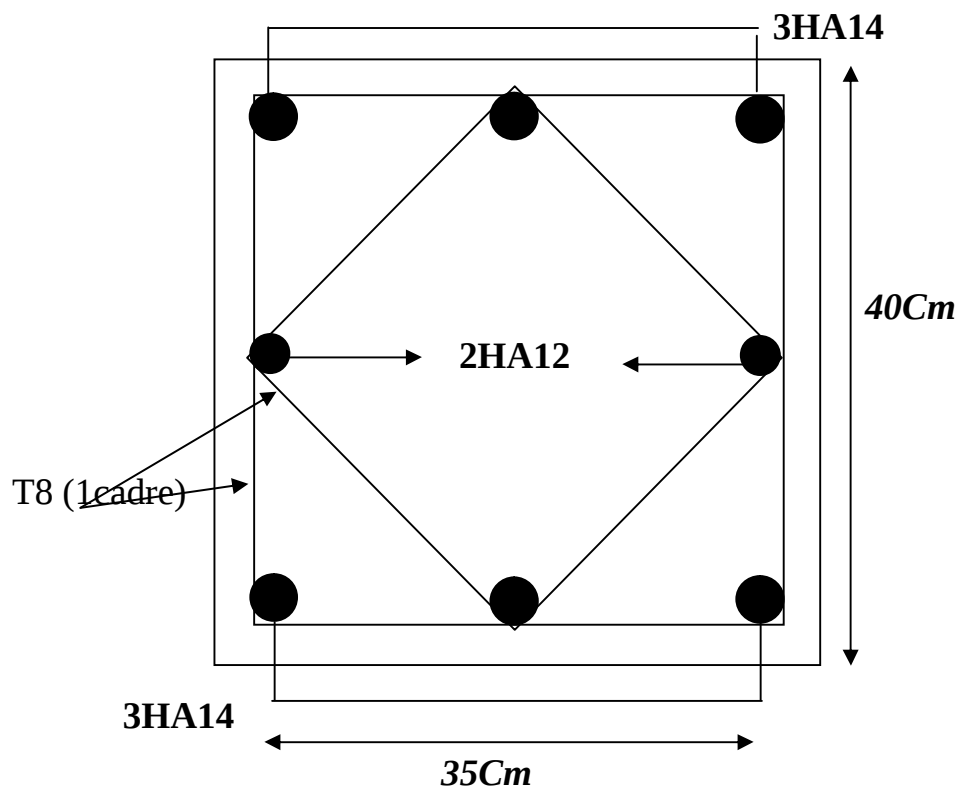
Zone nodale $S_t \leq \min\{15Cm, 10\Phi L\} = 10 \times 1.4 = 14Cm; 15Cm$

$$S_t = 10cm$$

Zone courant: $S_t \leq 10\Phi_L = 15 \times 1.4 = 21Cm$

Soit: $S_t = 20Cm$

schéma du ferrailages :



Chapitre VI

Etude des fondations

VI-1- Définition.

VI-2- Choix du type de fondation.

VI-3- Méthode de calcul.

VI-4- Ferrailage.

VI-5- Exemple de calcul.

VI-6- Ferrailage ELU.

VI-7- Longrines.

VI-1- Définition:

Les fondations d'une construction sont constituées par des l'ouvrage qui sont en contact avec le sol aux quelles transmettent les charges de la structure entre main d'assiette.

Les fondations doivent jouer les rôles suivant :

- Assurer l'ouvrage..
- Eviter le glissement sous terrains inclinés.

L'étude des fondations d'une construction comporte l'étude du sol confiée au laboratoire et qui permet de connaître toutes les caractéristiques physicochimiques et mécaniques de ce sol.

Sa nature, ses possibilités de chargement, ainsi que son épaisseur qui doit être suffisante pour percer l'effet de poinçonnement quant a la stabilités elle permet de choisir le type de fondation qui couvaient (Semelles isolées, filantes ou générale voir puits on pieux).

VI-2- Choix du type de fondation :

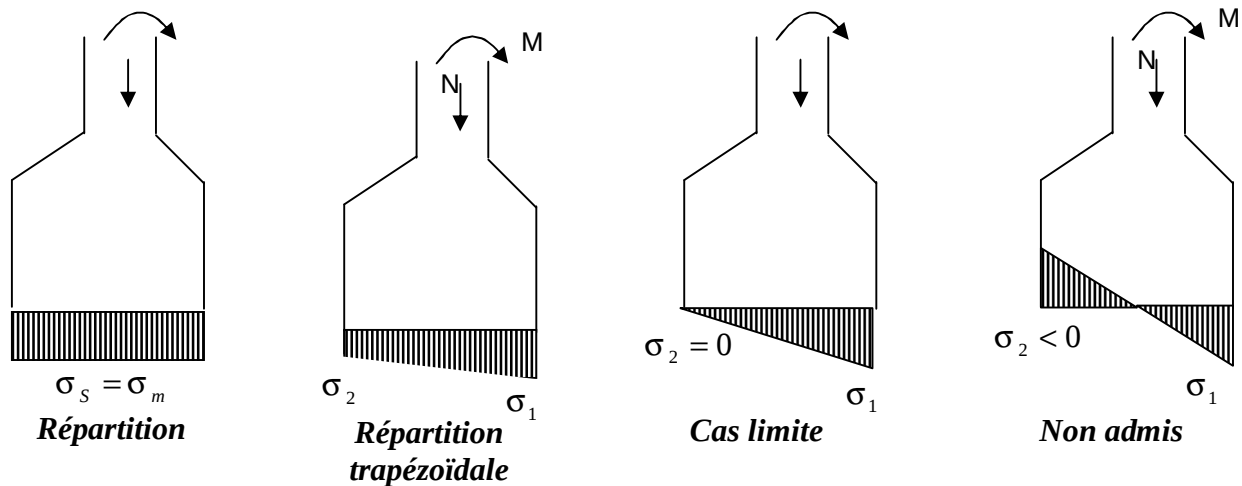
Le type de fondation est choisi en fonction des caractéristiques géotechniques du sol d'assise et à partir de deux critiques principaux :

- Assurer la stabilité de bâtiment
- Assurer le confort de ces usagers d'habitation de type (R+4) ancré à $D=1.5m$ de profondeur dans une terrain de caractéristiques assez bonnes avec un taux de travail $G_s = 2bars$.

Des semelles isolés de forme carré (la même que celle des poteaux) reliées par des longrines suffisantes à satisfaire les critères ci-dessus.

VI-2-1- Diagramme des contraintes:

Dans ce domaine on se limité aux hypothèses les plus simples, soit une répartition uniforme ou trapézoïdale des contraintes.



Le cas (d) sont à éviter car le sol n'admet pas de contraintes de traction (exceptionnelle néanmoins, ce pourrait être toléré en ne permet pas en considération partie (traction) du diagramme des contraintes des contraintes en veillant à ce que : $\sigma_1 \leq 1.33\bar{\sigma}_s$.

VI-2-2- Dosage minimal en ciment:

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions sur le premier mètre :

- Béton de propreté (longrines) $250\text{Kg} / \text{m}^3$ (épaisseur $\geq 5\text{cm}$.)
- Béton de semelle non armé $250\text{Kg} / \text{m}^3$ en terrain humide.
- Béton de semelle non armé $300\text{Kg} / \text{m}^3$ en terrain sec.
- Béton de semelle armé $350\text{Kg} / \text{m}^3$ en terrain humide.
- Béton de semelle armé $300\text{Kg} / \text{m}^3$ en terrain sec.

VI-3- Méthode de calcul:

La semelle supporté un effort normal centré et un moment de flexion rapporté au centre de gravité de la section du béton seul à la base du poteau, le diagramme des contrainte sur le sol doit être, soit trapézoïdale, soit triangulaire.

A- Cas ou $e_0 \leq \frac{a}{6}$:

le diagramme des contraintes est schématisé ci-contre des contrainte σ_1 et σ_2 sont:

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{a'} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{a' \cdot b'} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{a'} \right)$$

B- Cas ou $e_0 \geq \frac{a'}{6}$:

N est à l'extérieur du noyau central, le diagramme est triangulaire soit donc : la contrainte moyenne est égale à :

$$\sigma_M = \frac{2 \cdot N_{ser}}{3 \cdot (a' - e_0)} \leq 1.33 \cdot \bar{\sigma}_s$$

VI-3-1- Vérification de la stabilité de la semelle :

Sens x x : $e_x = \frac{M_x}{N} < \frac{b'}{4}$

Sens y y : $e_y = \frac{M_y}{N} < \frac{a'}{4}$

VI-3-2- Vérification de la contrainte de sol :

1^{ère} Cas ou $e_0 \leq \frac{a'}{6}$:

Sens x x : $a' \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b' \left(1 + \frac{3e_x}{b} \right)}$

Sens y y : $b' \geq \frac{2N_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot d \left(1 + \frac{e_x}{b} \right)}$

2^{ème} Cas ou : $\frac{a'}{4} \geq e_x \geq \frac{a'}{6}, \frac{b'}{4} \geq e_y \geq \frac{b'}{6}$:

Sens x x : $a' \geq \frac{2 \cdot N_{ser}}{\left(\frac{3 \cdot b'}{2} - e_y \right) \times 1.5 \cdot \bar{\sigma}_s}$

Sens y y : $b' \geq \frac{2 \cdot N_{ser}}{\left(\frac{3 \cdot b'}{2} - e_x \right) \times 1.5 \cdot \bar{\sigma}_s}$

VI-3-3- Condition de poinçonnement :

$h > 1.44 \cdot \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{bc}}}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{C28} = 15 \text{Mpa}$

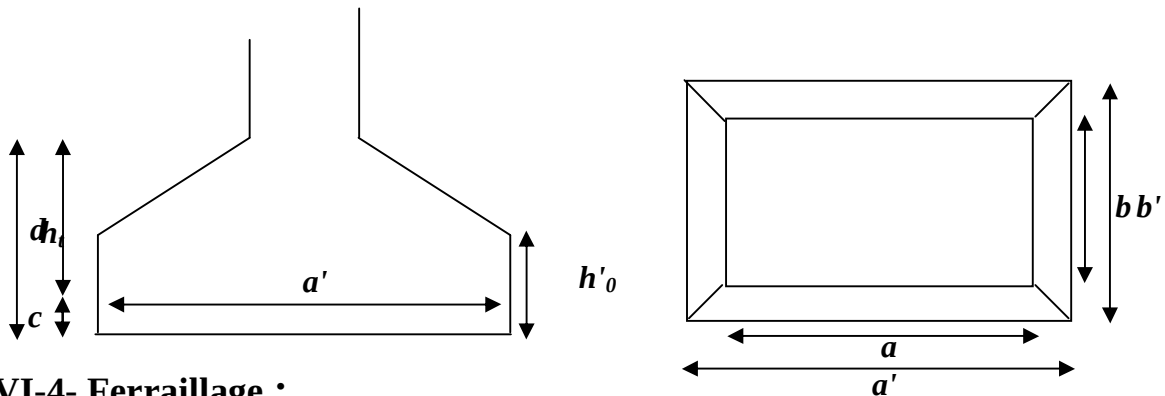
VI-3-4- Détermination des semelles :

La relation suivante :

$$d \geq \frac{a' - a}{4}$$

Si on choisi un encrage $C=5$ un des armatures, la hauteur total de la semelle est égale : $h' = d + C$.

L'épaisseur aux extrémités est par la relation suivante : $h' \geq \frac{h}{3} a \frac{h}{2}$



VI-4- Ferraillage :

$$e_x \geq \frac{a'}{6}, e_y \leq \frac{b'}{6}$$

On un diagramme trapézoïdal on triangulaire comme réaction du sol avec ce type de diagramme, on utilisera la méthode des bielles :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{a' \cdot b'} \left(1 - \frac{6e}{b'} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{6e}{b'} \right)$$

$$\sigma_n = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{N}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{3e}{b'} \right)$$

$$N = \sigma_m \cdot a' \cdot b' \dots \dots \dots \text{Donc : } \begin{cases} A_{sx} = \frac{N_u^* (a' - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \\ B_{sy} = \frac{N_u^* (a' - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

VI-5- Exemple de calcul :

1- Semelle isolée sous poteau :

$$ELU : \begin{cases} N = N_1 + N_2 = 101436.55Kg \\ M_x = 725.82Kg.m \\ M_y = 2817.08Kg.m \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} N = N_1 + N_2 = 97983.78Kg \\ M_x = 534.32Kg.m \\ M_y = 2052.26Kg.m \end{cases}$$

$$\text{Avec : } N = \sum N_i (\text{Niveau})$$

On prend a' et b' dans le même rapport que a et b donc :

$$\frac{b'}{a'} = \frac{b}{a} = \frac{40}{35} = 1.141 \Rightarrow b' = 1.14 \cdot a'$$

$$e_0 \geq \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{534.32}{97983.78} = 0.0054$$

$$\sigma_m = \frac{N_{ser}}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{b'} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_m = \frac{97983.78 \times 10^{-3}}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{3 \times 0.0054}{a'} \right) \leq 20T / m^2$$

$$\text{Soit : } a' = 2.5, b' = 2.5 \times 1.14 = 2.85$$

Ou :

$$\sigma_m = 13.84T / m^2 < 20T / m^2$$

$$d \geq \frac{a' - a}{4} = \frac{2.5 - 0.35}{4} = 0.53m$$

$$\text{On prend : } d = 0.50 m$$

Si on choisi un encrage $c = 5cm$, la hauteur total de la semelle est égal à :
 $H_t = 55cm$.

L'épaisseur aux extrémités et donnée par la relation suivante :

$$e \geq \frac{h}{3} \text{ à } \frac{h}{2} \Rightarrow e \geq \frac{55}{3} = 18.33cm \text{ à } \frac{55}{2} = 27.5cm$$

$$\text{Soit : } e = 30cm$$

2- Vérification de la contrainte de semelle :

$$\text{Sens x x : } e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{534.32}{97983.78} = 0.0054 < \frac{a'}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.62 \dots \dots \dots OK$$

$$\text{Sens } y \text{ } : e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{2052.26}{97983.78} = 0.021 < \frac{a'}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.625 \dots \text{OK}$$

3- Vérification de la contrainte de sol :

$$e_x = 0.0054 < \frac{a'}{6} = 0.41m \dots \text{OK}$$

$$e_y = 0.021 < \frac{b'}{6} = 0.475m \dots \text{OK}$$

4- Vérification des armatures n'est donnée pas les relation suivants :

$$h = 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.6 \cdot F_{C28} = 15 \text{Mpa}$$

$$h = 1.44 \sqrt{\frac{97983.78}{15}} \times 10^{-2} = 0.036 \dots \text{OK}$$

VI-6- Ferrailage ELU :

$$A_x = \frac{N_u (a' - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_y = \frac{N_u (b' - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{Mpa}$ (Acier Fe400), $A' = b$ alors

$$A_s = \frac{N_u (a' - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{N_u (b' - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$ELU : \begin{cases} N = 101436.55 \text{Kg} \\ M_x = 725.82 \text{Kg.m} \\ M_y = 2817.08 \text{Kg.m} \end{cases}$$

$$\text{Sens } x \text{ } : e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{725.82}{101436.55} = 0.0071$$

$$\text{Sens } y \text{ } : e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{2718.09}{101436.55} = 0.028$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{6e_x}{b'} \right) = \frac{101436.55}{2.5 \times 2.85} \left(1 + \frac{6 \times 0.0071}{2.85} \right) = 14.44 \text{T / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{a' \cdot b'} \left(1 - \frac{6e_y}{a'} \right) = \frac{101436.55}{2.5 \times 2.85} \left(1 - \frac{6 \times 0.028}{2.5} \right) = 13.28 \text{T / m}^2$$

$$\sigma_n = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 14.44 + 13.28}{4} = 14.15 \text{ T / m}^2$$

$$N = \sigma_m \cdot a' \cdot b' = 14.15 = 14.15 \times 2.5 \times 2.85 = 100.81 \text{ Kg}$$

$$\text{Donc : } A_{sx} \geq \frac{100.81 \times (2.5 - 0.35)}{8 \times 0.5 \times 348} \times 10^2 = 15.57 \text{ Cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{sx} = A_{sy} = 12AH14 = 18.47 \text{ Cm}^2$$

A- Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{a' - n(\phi)}{n - 1} \text{ avec : } n : \text{nombre des barres.}$$

$$S_t = \frac{250 - (12 \times 1.4)}{11} = 21.2 \text{ Cm}$$

$$\text{on prend } S_t = 20 \text{ Cm}$$

B- Calcul de l'ancrage:

$$\bar{\tau} = 0.6 \psi_s^2 \times F_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$L_s > 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ Cm}$$

$$\text{on prend : } L_s = 60 \text{ Cm}$$

$$L_s \geq L_1 - 2.3L_1 - 3.35$$

$$\text{Avec : } r = 5.5 \cdot \phi = 5.5 \times 1.4 = 7.7 \text{ Cm}$$

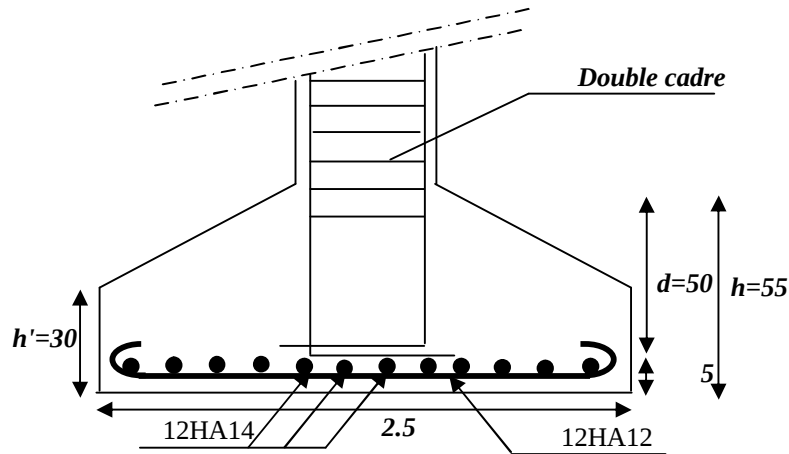
$$L_1 = 6\phi = 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ Cm}$$

$$L_2 = 60 - 2.3(8.4) - 3.3(7.7) = 15.27 \text{ Cm}$$

$$\text{on prend } L_2 = 20 \text{ cm}$$

- Vérification de l'épaisseur au extrémité :

$$L_s \geq 6\phi + 6 \Rightarrow h' > 6 \times 1.4 + 6 = 14.40 \text{ Cm} \dots \dots \dots \text{Ok}$$



VI-7- Longrines :

D'après le RPA les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$N/15$: Pour les terrains à consistance moyenne.

$-N/10$: Pour les terrains meubles

On : N est la force axiale du poteau en question à cette sollicitation, il faut ajouter le cas échéant, les effets des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

Le ferrailage minimum doit être 0.6% avec de cadre dont l'espacement ne doit pas dépasser le minimum de (20cm ; 15 Φ).

On prend : une section (35 x 40) Cm^2 .

$$N_{\max} = 101436.55 \text{ Kg}$$

$$N = \frac{101436.55}{10} = 10.143 \text{ Kg}$$

$$A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{10.14}{348} = 0.029 \text{ Cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.6 \times \frac{35 \times 40}{100} = 8.4 \text{ Cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 6 \text{ HA14} = 9.23 \text{ Cm}^2$$

A- Armature transversale :

Donc on utilise des cardes et des étriers 8 Φ avec un espacement :

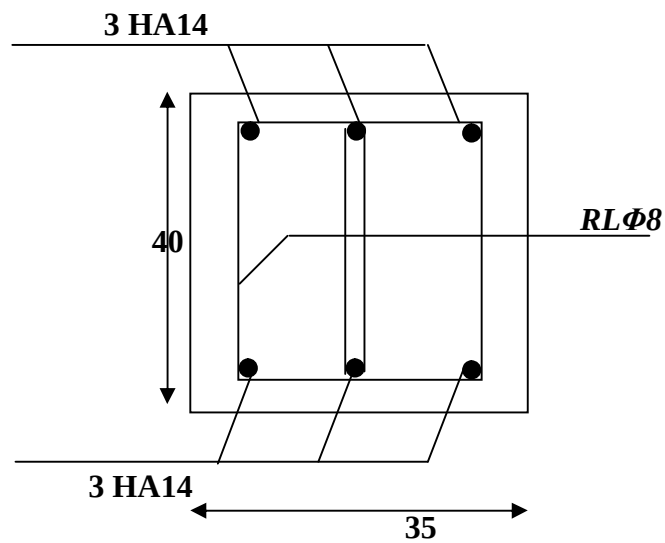
$$S_T \leq \min(20 \text{ Cm}, 15\Phi) = (20 \text{ Cm}, 21 \text{ Cm}) \Rightarrow S_T = 20 \text{ Cm}$$

B- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{b \times h \times F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{0.35 \times 0.40 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$8.4 \geq 1.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$



Conclusion :

Dans ce projet de fin d'étude nous avons essayés de mettre en application les connaissances théoriques le long de notre formation.

Grâce a ce projet il nous à été permis de développer notre esprit recherches de savoir et de documentations ainsi que le respect des normes technique de la réalisation des projets.

Et en fin pour élargir nos connaissances et pour acquérir une expérience.

Aussi modeste qu'elle soit, nous devons nous pousser nos études encor plus loin et nous profite à la vie pratique.

On n'a l'occasion d'utilise l'outil informatique une les difficultés rencontrés l'ors de notre travail, nous espérons d'avoir dans notre prochain avenir.



من إعداد : مكتبة النجمة

طريق متقنة جابر بن حيان مقابل قصر الرياضة - المسيلة