

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Conception et Calcul de Construction

Présenté par : -BOURAHDOUNE Hemza

-ZEGHOUM Chiheb Eddine

-AOUADI Charif

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
(R+5) AVEC CONTERVENTEMENT MIXTE**

Sous la direction de : Dr. LAFIFI BRAHIM

Juin 2015

RESUMES

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment de forme régulière en plan et en élévation. Le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements BAEL91 et RPA99 Ver2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul Robot 2010. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et les voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage Expert 2010, et les éléments secondaires a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée de semelles filantes et des semelles isolées.

Mots-Clés : contreventement, Parasismique, étude, Structure, modélisation.

ABSTRACT

The present report, studies a building of regular form in plan and on rise. The Pre dimensioning of the carrying elements was made in accordance with regulations BAEL91 and RPA99 Ver2003. The seismic analysis of the structure was carried out by the computation software Robot 2010. The reinforcement of the carrying elements (posts, beams and veils) was carried out by the software of reinforcement Expert 2010, and the secondary element was made manually. The foundation of the building is made up of strip footings and the spread footings.

Keywords : bracing, par seismic, Studies, Structure, Modelling.

ملخص

تدرس هذه المذكرة مبنى منتظم من حيث المخطط و الارتفاع. تمت عملية دراسة العناصر الحاملة وفقا لنظم التحليل الزلزالي لهيكل المبنى تم من خلال برنامج الحسابات . تعزيز العناصر الحاملة (اعمدة, عارضات, جدران) تمت بواسطة برنامج التعزيز اما بالنسبة للعناصر الثانوية فقد تم حسابها يدويا , اساسات المبنى مكونة من اساسات على شكل شريط و اساسات معزولة.

الكلمات المفتاحية : إسناد، مضاد للزلازل، دراسات، هيكل، نمذجة.

Introduction

1. Introduction

Le présent projet consiste à l'étude et la vérification des éléments porteurs constitués de portiques autostables en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) dont l'implantation aura lieu dans la wilaya de GUELMA, classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismique algérien (R.P.A 99 version 2003).

Le bâtiment se compose d'un seul bloc constitué d'un rez de chaussée et quatre étages identiques, avec une terrasse inaccessible.

La longueur du bâtiment est de 27.6 m, la largeur est de 14.5 m, alors la surface totale occupée par notre construction est de $400.2.m^2$. La hauteur d'étage est de 3.20 m, donc notre construction soulève à une hauteur totale de 19.20 m.

Les murs extérieurs sont exécutés en double parois (15cm+10cm) séparant par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs (cloisons) sont exécutés par une brique de 10cm d'épaisseur.

Les escaliers sont exécutés en béton armé qui sont composés à deux volées avec palier de repos et palier de départ.

Les fondations adoptées sont des fondations superficielles disposent des semelles isolées sous poteaux.

2. Conception

2.1. Le Contreventement

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

2.2. Plancher

- les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

2.3. Maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

2.4. Revêtement

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

2.5. Escaliers

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

I.1. Règles de calcul

Le calcul et la vérification du bâtiment considéré sont basés sur les règlements suivants :

➤ Les règles parasismiques algériennes (R.P.A.99)

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

➤ Les règles du béton armé aux états limites (B.A.E.L)

Le règlement (B.A.E.L91) fait intervenir le calcul aux limites un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue, on distingue deux états limites qui sont:

I.1.1. Etats limites ultimes

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Les états limites seront relatives à la limites soit:

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.
- De la stabilité de forme de la construction (flambement).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est:

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

I.1.2. Hypothèses de calcul pour l'état limite ultime

➤ De résistance (E.L.U.R)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.

- La résistance à la traction du béton est négligée.

➔ De stabilité de forme

Elle est exposée à l'article A4.43 des règles B.A.E.L91, on tient compte lors de la justification à cet état des efforts ramenés à étudier la stabilité de forme en majorant convenablement les actions à considérer dans les calculs (L'E.L.U.R).

I.1.3. Etats limites de service (E.L.S)

Ils constituent les limites de déformation, de l'ouverture de fissuration, de contraintes au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ou de l'un de ses éléments ne sont pas satisfaites, les états limites de service sont relatifs à la limite:

- De l'ouverture excessive des fissures.
- Des déformations excessives pour les éléments porteurs.
- Des vibrations inconfortables pour les usages

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

➔ Hypothèses de calcul pour l'état limite de service

En plus des hypothèses citées ci-dessus, le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention $N = \frac{E_s}{E_b}$ (coefficient d'équivalence).

I.1.4. Actions et sollicitations

On distingue :

➔ Actions permanentes: telles que ;

Le poids propre, le retraitetc.

➔ Actions variables: telles que ;

Charge d'exploitation, charge climatique et les efforts dus à la température.

➔ Actions accidentelles:

Choc de véhicules, le séisme.

Les sollicitations sous les efforts (normaux et tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) sont calculées à partir des actions par la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M) et lorsque celle-ci est invalide, on peut se pencher vers des méthodes forfaitaires.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

La conception de notre ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (B.A.E.L91) et tous les règlements appliqués en vigueur en Algérie (R.P.A99) et neige et vent (N.V.99)

I.2.1. Béton

Composition du béton:

- Le béton est composé en granulats naturels normalisés.
- 350 g de cimentCPA 325.
- 400 L de sableDg ≤ 5 mm.
- 800 L de gravillonDg ≤ 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

➡ Résistance caractéristique du béton:

➤ Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est connu par sa résistance de compression définie à 28 j.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow \text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa.}$$

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

- On admet que pour un dosage de $350 \text{ kg} / \text{m}^3 \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance à la traction du béton à "j"jours est conventionnellement donnée par la relation $\rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

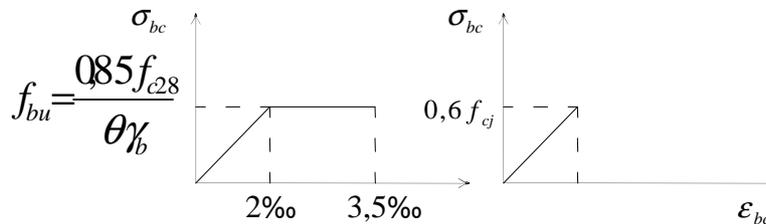
Pour $f_{cj} < 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,10 \text{ MPa}$

➡ Contraintes limites

- E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Valeur γ_b : coefficient de sécurité de béton.

**E.L.U****E.L.S**

- 1,5 → Combinaisons fondamentales.
- 1,15 → Combinaisons accidentelles.
- $\theta = 1$: pour une durée d'application < 24H.

- **E.L.S:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

- **Contraintes limites de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement du béton est fixé à:

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \text{ la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right] \text{ la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Sachant que la contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ Avec:}$$

V_u : Effort tranchant

b, d Dimensions de pièce.

- **Module de déformation longitudinal du béton E (module de Young)**

- Sous charges instantanées (<24 h): $E_{ij} = 11000\sqrt{f_{c28}}$
- Sous charges de très longue durées (différées >24 h) : $E_{ij} = 3700\sqrt{f_{c28}}$

Coefficient de poisson (ν)

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.2.2. Aciers

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction si le béton ne peut y suffire, les aciers utilisés sont:

Les ronds lisses (R.L) et les hautes adhérences (H.A) et les treillis soudés (T.S).

➤ Aciers à hautes adhérences

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400 caractérisés par:

- Contrainte à la limite élastique F_e .
- Contrainte de rupture F_r .
- Coefficient de fissuration..... $\eta = 1,6$
- Coefficient de sécurité..... $\gamma_s = 1,5$.
- Coefficient de scellement..... $\psi = 1,5$.
- Module d'élasticité $E=2000000\text{Mpa}$.

➤ Treillis soudés (T.S)

Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

➤ Contraintes limites de services

- **Etat limite de service E.L.S:** $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e ; 110\eta F_{ij}\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} F_e ; 90\sqrt{F_{ij}}\right) \text{ fissuration très préjudiciable.}$$

➤ **Etat limite ultime E.L.U:**

Elle est déduite du diagramme (déformation - contrainte) $\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{F_e}{\gamma_s}$

➤ **Diagramme contrainte - déformation de calcul**

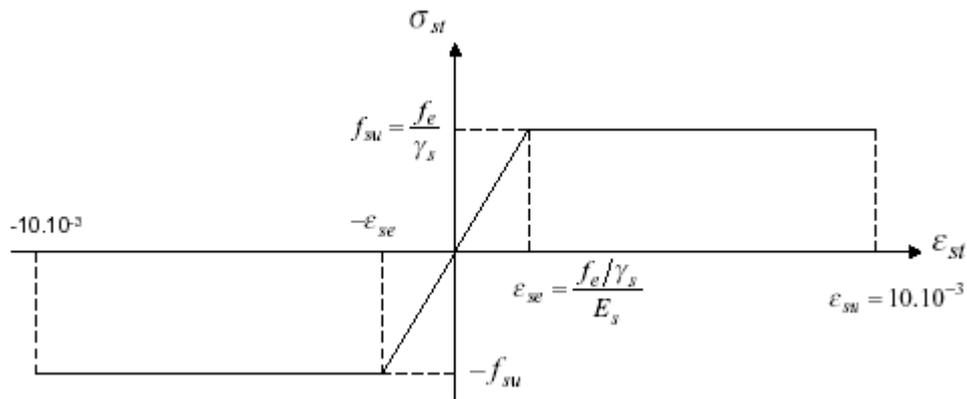


Figure I.1 : Diagramme de l'acier aux ELU.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton. Et de pré-calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99/version 2003 et CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

II.2.1. Dalle à corps creux

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.50 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultat de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➔ Résistance au feu

D'après BEAL 91

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures.
- On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

➔ Condition de flèche

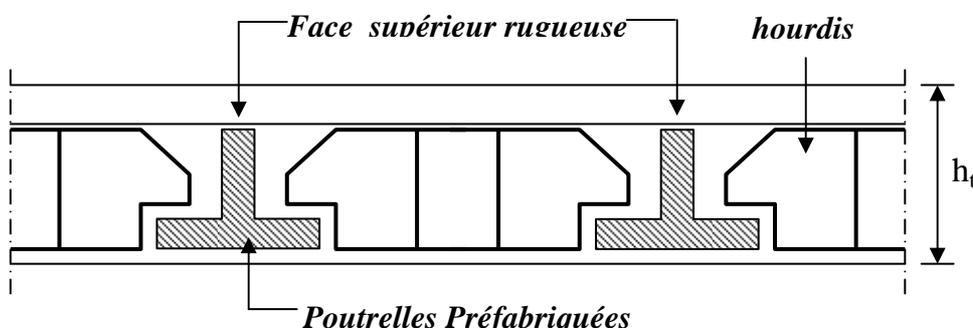


Figure II.1 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 450$ cm d'ou $18 < h_t < 22.5$

Donc l'épaisseur de: $h_t = 20$ cm

Tel que $h_t = d + e$ $\begin{cases} e = 16\text{cm} \\ d = 4\text{cm} \end{cases}$

► Isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: $e = 16$ cm

Conclusion

$e = \max \{16; 10; 16; 16\}$ (cm)

$e = (16+4)$ cm $\Rightarrow e = 20$ cm

II.2.2. Dalles pleines

► Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq L_x / 20 + 7$

$$e \geq 130 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 13.5$$

Donc On prend : $e = 15$ cm

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Remarque

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

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

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,20$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.8 \text{ cm}$$

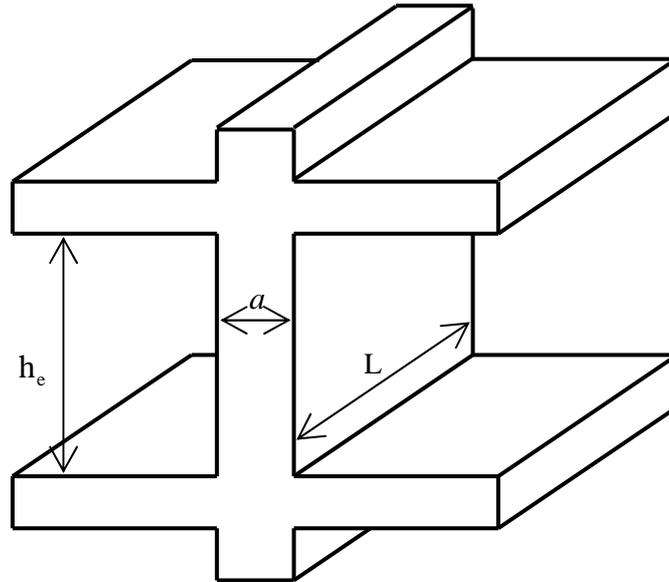
$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 14.54 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 16 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$$

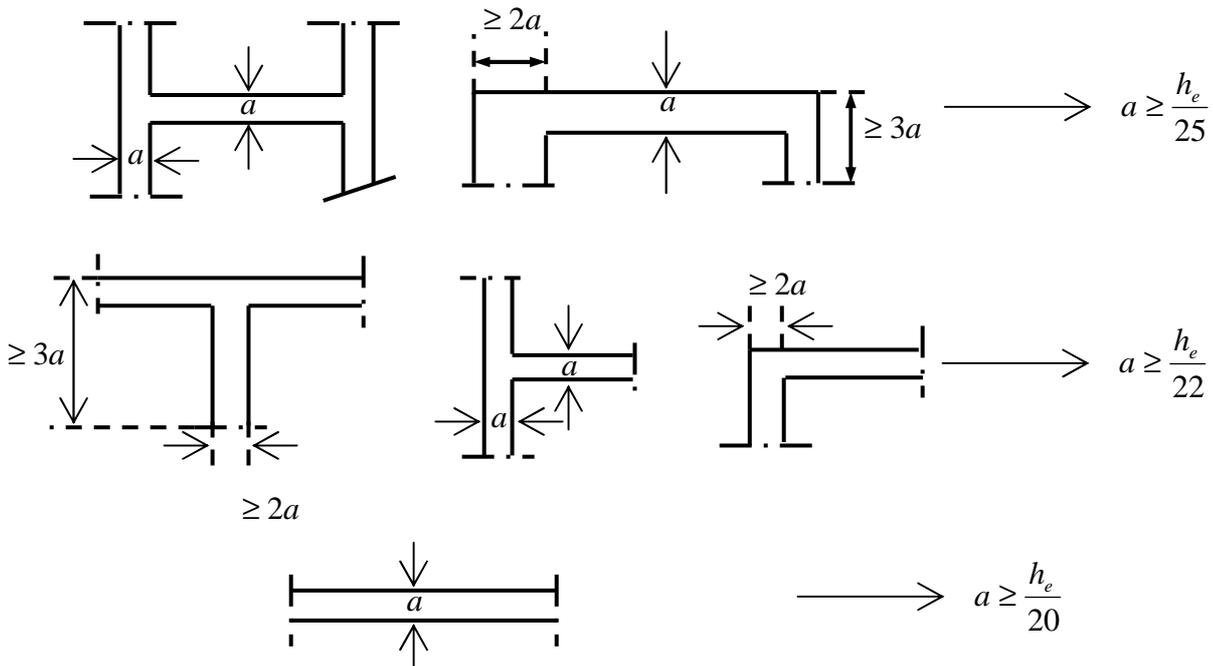
$$e \geq \max (15; 12.8; 14.54; 16)$$

$$e \geq 15.75\text{cm} \quad \text{on adopte que : } e=16\text{cm}$$



- Coupe d'un voile en élévation -

- Coupe d'un voile en plan -



Dans notre cas :

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right).$$

$$h_e = 3,06 - 0,16 = 2,90 \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{2,90}{20} \Rightarrow a \geq 0,145 \text{ m}.$$

Conclusion:

On prend $e = 20 \text{ cm}$.

II.4. Pré dimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

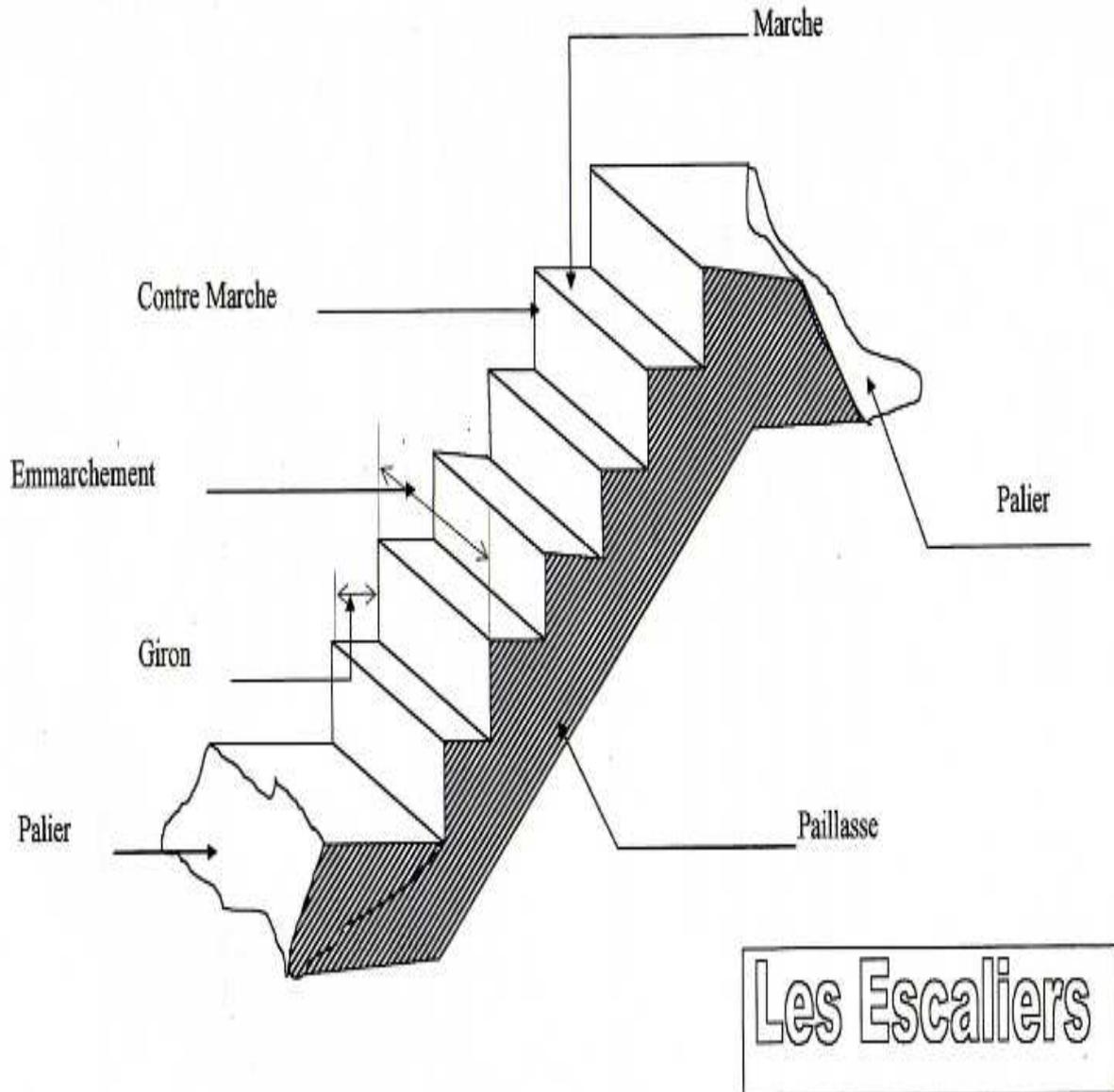


Figure II.2 : Schéma d'escalier.

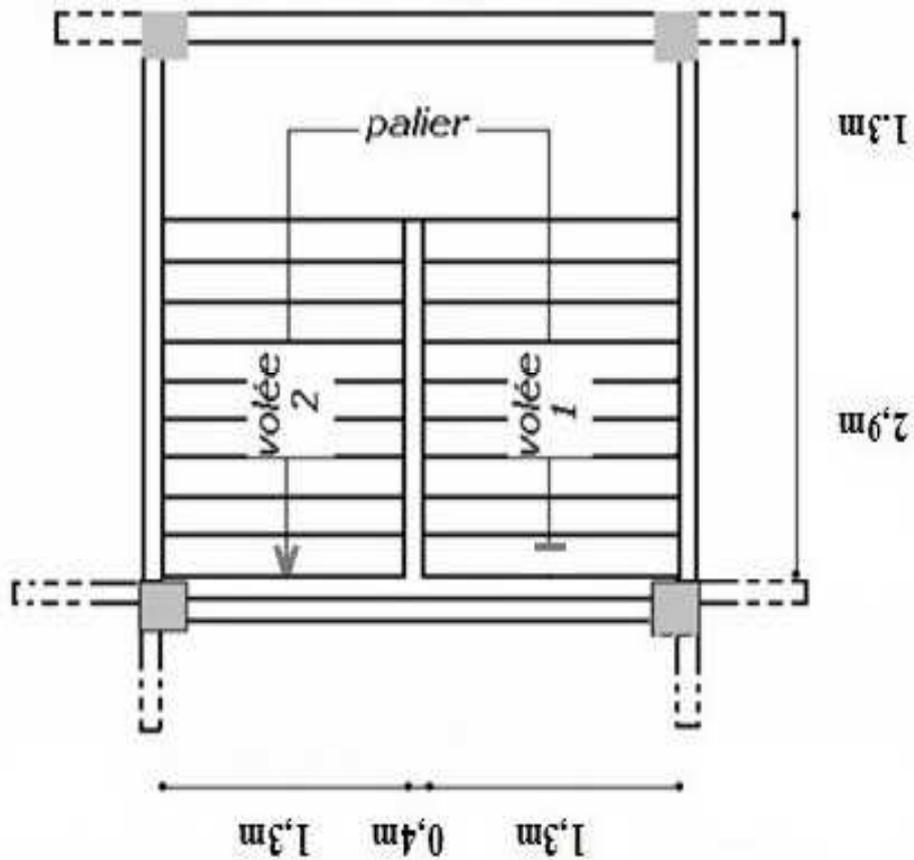


Figure II.3 : Vue en plan.

Caractéristiques techniques

➤ Pour étage courant et RDC

Hauteur : $H=1,60$ m.

Giron : $g=30$ cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: $h=16$ cm

$N_c = H/h$

$= 320/16$

On aura 20 contre marche entre chaque étage

$N_c = 10$ contre marche

$n = N_c - 1 = 9$ marche

Inclinaison de la paille

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 10 \times 16 \Rightarrow H' = 1.60\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (10-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.7\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.60/2.7 = 0.593 \Rightarrow \alpha = 30.65^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 2.7 / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.89\text{m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } L/30 < e < L/20 \Rightarrow 289/30 < e < 289/20$$

$$\Rightarrow 9.63 < e < 14.45 \Rightarrow e = 14\text{cm.}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paille

II.5. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003)

II.5.1. Poutres principales (porteuses)

D après le BAEL91

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

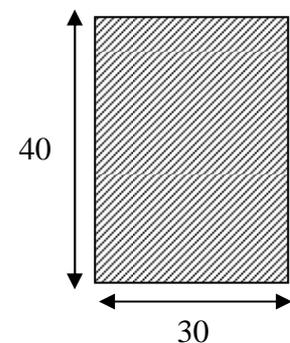
Nous avons : L = 4.50 m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45\text{cm.}$$

On prend $h = 40\text{cm.}$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend $b = 30\text{cm}$



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article:7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

II.5.2. Poutres secondaires (non porteuses)

D après le BAEL91:

- ♦ $L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.
- ♦ $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

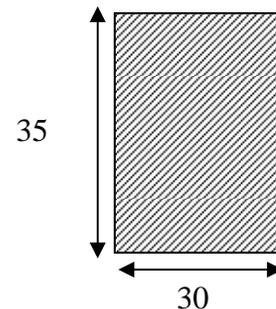
Nous avons : L= 4.50 m.

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm.}$

On prend $h=35 \text{ cm.}$

$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm.}$

On prend $b=30 \text{ cm.}$



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.16 < 4$ vérifie.

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.6.3. Vérification de la flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$F_{\max} \leq L/500$ Si la portée L est au plus égale à 5m.

$F_{\max} \leq (L /1000) +0.5$ Si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par : $F_{\max} = (5 q L^4 /384E I)$

Avec :

- F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.
- L : portée de la poutre.
- h : hauteur de la section de la poutre.
- Q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.
- E : module d élasticité différée du béton.

I : moment d inertie de la section $I = b h^3/12$

► Poutre principale

$$L = 4.50\text{m}$$

$$F_{\text{adm}} \leq (L/500) = 0.9\text{cm.} \quad E=321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I=160000\text{cm}^4$$

$$\text{Charge permanent} \quad G=633\text{kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d exploitation} \quad Q=100 \text{ kg/m}^2.$$

$$q=G+Q = (633 \times 4.50 + 2500 \times 0.3 \times 0.40) + (100 \times 4.50) = 3598.5 \text{ kg/ml}$$

$$F_{\text{max}}=0.29\text{cm.} \text{ Donc la condition vérifie}$$

► Poutre secondaire

$$L=4.50\text{m}$$

$$F=L/500 = 0.95\text{cm.} \quad E=321642\text{kg/cm}^2 \quad I=160000\text{cm}^4$$

$$q=G+Q = (633 \times 4.50 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (100 \times 4.50) = 3561\text{kg/ml.}$$

$$F_{\text{max}}=0.29 \text{ cm.} \text{ Donc la condition vérifie}$$

II.6. Pré dimensionnement des poteaux

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99

En Zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (a,b)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq h_e/20 \quad \text{Avec (a , b) : dimension de la section}$$

$$1/4 < a/b < 4$$

h_e : hauteur libre d'étage

$$\text{On prend (a , b) = (30 , 40) cm}^2$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow h_e = 3.20 - 0.40$$

$$h_e = 2.80 \text{ cm} \quad h_e/20 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Min (30, 40)} = 30 > h_e/20 = 14 \text{ cm}$$

Nous obtenons pour les poteaux (30 × 40) cm

II.7. Evaluation des charges

II.7.1. Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.7.2. Les planchers

➔ *Plancher terrasse (inaccessible)*

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Charge permanente

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	/	/	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

$G = 633\text{kg/m}^2$

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

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

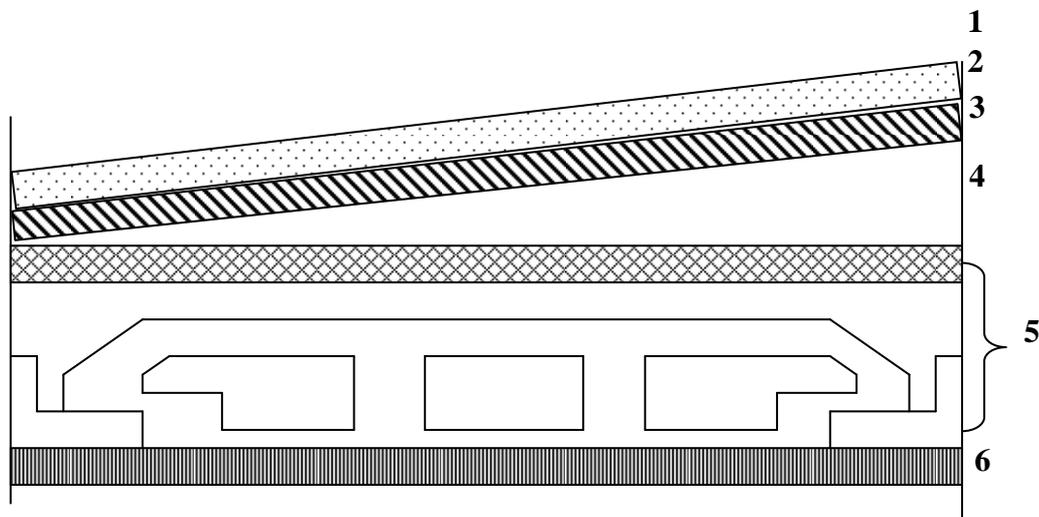


Figure. II.4 : Coupe plancher terrasse.

Planchers étages courant+RDC

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

Charge permanente

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	2
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

G = 499kg/m²

Q = 150 kg/m²

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

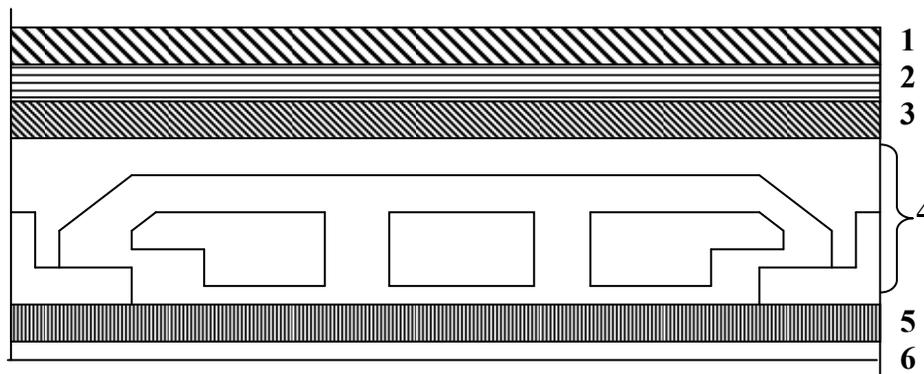


Figure II.5 : Coupe plancher étage courant.

II.7.3. Balcons

Les balcons sont en dalle pleine

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

G = 560 kg/m²

Q = 350 kg/ m²

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

II.7.4. L'acrotère

$$S = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_b = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) \times 2500 = 180 \text{ kg/m}^2$$

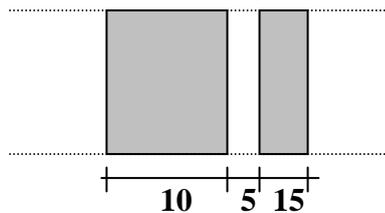
Charge permanente : $G = 180 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

II.7.5. Mur extérieur

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Brique creux	25	1400	350
Enduit plâtre	2	1200	24
Enduit ciment	2	2000	40
			G = 414

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.



II.7.6. L'escalier

➡ **Palier**

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	14	2500	350
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 510 \text{ kg/m}^2$$

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

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes de palier.

➔ *Palliasse*

MATERIAUX	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	18	2200	2200×0,16/2=176
Paillasse	14	2500	(2500×0,14)/cos 30.65=407
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90

$G = 833 \text{ kg/m}^2$

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

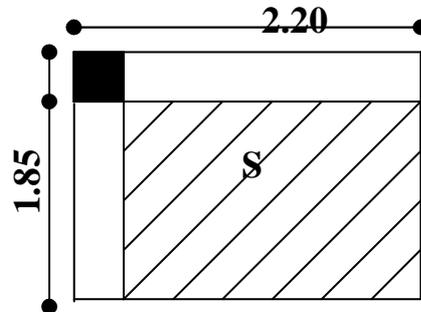
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse.

II.8. La descente de charge sur les poteaux

II.8.1. Poteau d'Angle

$S = (1.85 \times 1.80)$

$S = 3.33 \text{ m}^2$



	Désignation	G(Kn)	Q(Kn)
	Acrotère G. L = 1.8* (2.15+1.80)	7.11	
	Plancher terrasse = 6.33*3.33	21.07	
(1-1)	Poutre transversale (P.P) = 25. (0.3. 0.4). 1.85	5.55	
	Poutre longitudinale (P.S) = 25. (0.3. 0.35) . 1.80	4.725	
	Surcharge: 1* 3.33		3.33
Σ		38.455	3.33
	Venant de (1-1)	38.455	3.33
(2-2)	Poteau 25 (0.3. 0.4).	9.6	
	Mur. Ext. : 4.14. (1.85. 2.83) + 4.14 [(1.80.2.88)- 0.5 (1.20 x	39.65	
Σ		87.70	3.33
	Venant de (2-2)	87.70	3.33
	Plancher étage 4.99 x 3.33	16.61	
(3-3)	Poutre transversale	5.55	
	Poutre longitudinale	4.725	
	Surcharge 1.5 x 3.33		4.995

Σ			114.59	8.325
	Venant de (3-3)		114.59	8.325
(4-4)	Poteau		9.6	
	Mur. Ext.		39.65	
Σ			163.84	8.325
	Venant de (4-4)		163.84	8.325
	Plancher étage		16.61	
(5-5)	Poutre transversale		5.55	
	Poutre longitudinale		4.725	
	Surcharge			4.995
Σ			190.72	13.32
	Venant de (5-5)		190.72	13.32
(6-6)	Poteau		9.6	
	Mur. Ext.		39.65	
Σ			239.97	13.32
	Venant de (6-6)		239.97	13.32
	Plancher étage		16.61	
(7-7)	Poutre transversale		5.55	
	Poutre longitudinale		4.725	
	Surcharge			4.995
Σ			266.85	18.31
	Venant de (7-7)		266.85	18.31
(8-8)	Poteau		9.61	
	Mur. Ext.		39.65	
Σ			316.115	18.31
	Venant de (8-8)		316.115	18.31
	Plancher étage		16.61	
(9-9)	Poutre transversale		5.55	
	Poutre longitudinale		4.725	
	Surcharge			4.995
Σ			343	23.31
	Venant de (9-9)		343	23.31
(10-10)	Poteau		9.61	
	Mur. Ext.		39.65	
Σ			392.26	23.31
	Venant de (10-10)		392.26	23.31

(11-11)	Plancher étage	16.61	4.995
	Poutre transversale	5.55	
	Poutre longitudinale	4.725	
	Surcharge		
Σ		419.145	28.30
(12-12)	Venant de (11-11)	419.145	28.305
	Poteaux	9.61	
	Mur Ext	39.65	
Σ		468.405	28.305
(13-13)	Venant de (12-12)		
	Poteaux	9.61	28.305
Σ		478.015	28.305

$G = 478.015 \text{ Kn}$

$Q = 28.305 \text{ Kn}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (478.015) + 1.5 (28.305)$

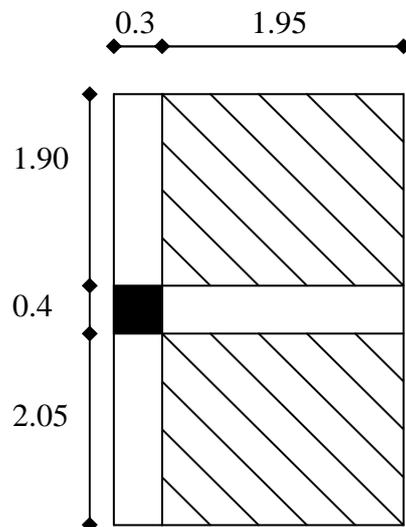
$N_u = 687.77 \text{ Kn}$

Tableau II.7 : La descente de charge sur les poteaux.

II.8.2. Poteau de rive

$S = (1.9 \times 1.95) + (2.05 \times 1.95)$

$S = 7.70 \text{ m}^2$



Section	Désignation	G(Kn)	Q(Kn)
	Acrotère G. L = 1.8 (2.45+1.90)	7.83	
	Plancher terrasse = 6.33.7.70	48.741	
(1-1)	Poutre transversale (P.P) = 25. (0.3. 0.4) x (1.9+2.05)	11.85	
	Poutre longitudinale (P.S) = 25. (0.3. 0.35) . 1.95	5.11	
	Surcharge: 1x 7.70		7.70
∑		73.53	7.70
	Venant de (1-1)	73.53	7.70
(2-2)	Poteau 25 (0.3. 0.4). 3.20	9.6	
	Mur. Ext. : 4.14. [(1.90. 2.83) + (2.05.2.83)] + 25 [(2.05. 2.83.0.15) + (1.95.2.88.0.15)]	89.08	
∑		172.21	7.70
	Venant de (2-2)	172.21	7.70
	Plancher étage 4.99 x 7.70	38.42	
(3-3)	Poutre transversale	11.85	
	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge 1.5 x 7.70		11.55
∑		227.59	19.25
	Venant de (3-3)	227.59	19.25
(4-4)	Poteau	9.6	
	Mur. Ext.	89.08	
∑		326.27	19.25
	Venant de (4-4)	326.27	19.25
(5-5)	Plancher étage	38.42	
	Poutre transversale	11.85	

	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge		11.55
∑		381.65	30.8
	Venant de (5-5)	381.65	30.8
(6-6)	Poteau	9.6	
	Mur. Ext.	89.08	
∑		480.33	30.80
	Venant de (6-6)	480.33	30.8
	Plancher étage	38.42	
(7-7)	Poutre transversale	11.85	
	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge		11.55

Σ		418.80	42.35
	Venant de (7-7)	418.80	42.35
(8-8)	Poteau	9.6	
	Mur. Ext.	89.08	
Σ		511.64	42.35
	Venant de (8-8)	511.64	42.35
	Plancher étage	38.42	
(9-9)	Poutre transversale	11.85	
	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge		11.55
Σ		567.02	53.9
	Venant de (9-9)	567.02	53.9
(10-10)	Poteau	9.6	
	Mur. Ext.	89.08	
Σ		665.7	53.9
	Venant de (10-10)	665.7	53.9
(11-11)	Plancher étage	38.42	
	Poutre transversale	11.85	
	Poutre longitudinale	5.11	
	Surcharge		11.55
Σ		721.08	65.45
(12-12)	Venant de (11-11)	721.08	65.45
	Poteaux	9.6	
	Mur Ext	89.08	
Σ		819.76	65.45
(13-13)	Venant de (12-12)		
	Poteaux	9.6	65.45
Σ		829.36	65.45

Tableau II.8 : Poteau de rive.

$$G = 829.36 \text{ Kn}$$

$$Q = 65.45 \text{ Kn}$$

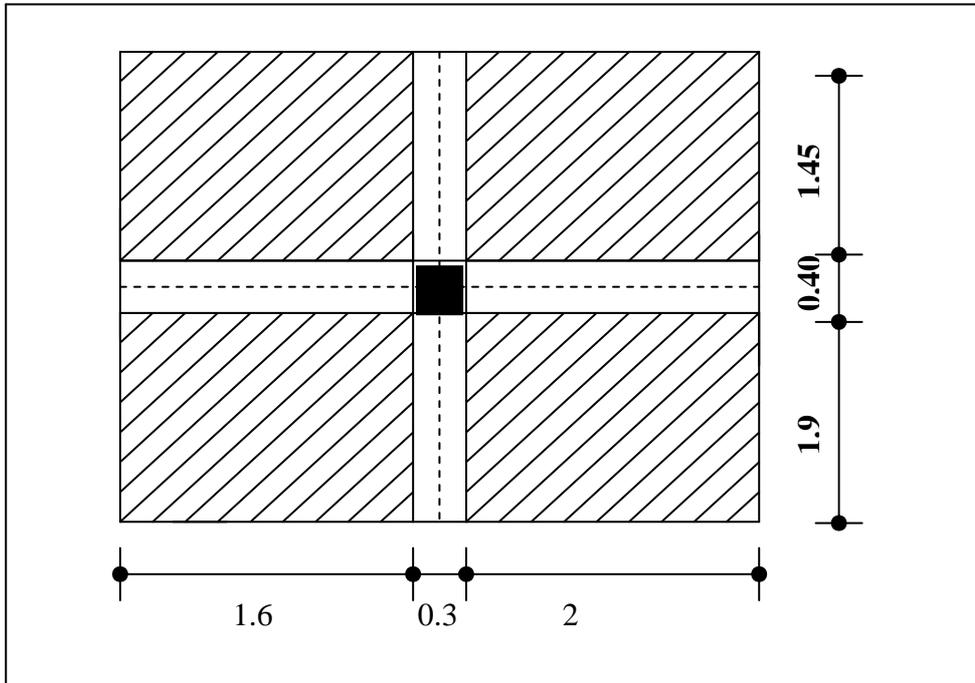
$$Nu = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (829.36) + 1.5 (65.45)$$

$$Nu = 1217.1 \text{ Kn}$$

II.8.1. Poteau Central

$$S = (1.45 \times 2) + (1.9 \times 2) + (1.45 \times 1.6) + (1.9 \times 1.6)$$

$$S = 12.06\text{m}^2$$



	Désignation	G(K)	Q(Kn)
	Plancher terrasse = 6.33*12.06	76.33	
(1-1)	Poutre transversale (P.P) = 25. (0.3. 0.4).(1.6+2)	10.8	
	Poutre longitudinale (P.S) = 25. (0.3. 0.35) . (1.9+1.45)		
	Surcharge: 1* 12.06		12.06
Σ		95.92	12.06
	Venant de (1-1)	95.92	12.06
(2-2)	Poteau 25 (0.3. 0.4). 3.20	9.6	
	Mur. Ext. : 4.14 (1.45. 2.83) + 4.14 (2*2.88) + 25*(1.6*2.88*0.15)	58.1	
Σ		105.5	12.06
	Venant de (2-2)	105.5	12.06
	Plancher étage 4.99 x 12.06	60.17	
(3-3)	Poutre transversale	10.8	
	Poutre longitudinale	8.793	
	Surcharge 1.5 x 12.06		18.09
Σ		185.2	30.15
	Venant de (3-3)	185.2	30.15

(4-4)	Poteau	9.6	
	Mur. Ext.	58.1	
Σ		252.9	30.15
	Venant de (4-4)	252.9	30.15
	Plancher étage	60.17	
(5-5)	Poutre transversale	10.8	
	Poutre longitudinale	8.793	
	Surcharge		18.09
Σ		332.75	48.24
	Venant de (5-5)	332.75	48.24
(6-6)	Poteau	9.6	
	Mur. Ext.	58.1	
Σ		400.45	48.24
	Venant de (6-6)	400.45	48.24
	Plancher étage	60.17	
(7-7)	Poutre transversale	10.8	
	Poutre longitudinale	8.793	
	Surcharge		18.09
Σ		479.76	66.33
	Venant de (7-7)	479.76	66.33
(8-8)	Poteau	9.61	
	Mur. Ext.	58.1	
Σ		547.46	66.33
	Venant de (8-8)	547.46	66.33
	Plancher étage	60.17	
(9-9)	Poutre transversale	10.8	
	Poutre longitudinale	8.793	
	Surcharge		18.09
Σ		627.22	84.42
	Venant de (9-9)	627.22	84.42
(10-10)	Poteau	9.61	
	Mur. Ext.	58.1	
Σ		694.93	84.42
	Venant de (10-10)	694.93	84.42
(11-11)	Plancher étage		
	Poutre transversale		
	Poutre longitudinale		
	Surcharge		

Σ		774.69	102.51
(12-12)	Venant de (11-11)	774.69	102.51
	Poteaux	9.61	
	Mur Ext	58.1	
Σ		842.39	102.51
(13-13)	Venant de (12-12)		
	Poteaux	9.61	102.51
Σ		852	102.51

Tableau II.9 : La descente de charge sur les poteaux.

$G = 852 \text{ Kn}$

$Q = 102.51 \text{ Kn}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (852) + 1.5 (102.51)$

$N_u = 1303.2 \text{ Kn}$

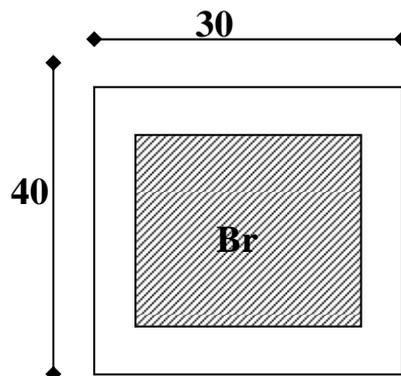
$N_u = \text{MAX} (687.77, 1217.1, 1303.2) = 1303.2 \text{ Kn}$

Vérification de la section de poteau

$$\overline{Nu} = \alpha \left\{ Br \cdot \frac{F_{C28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right\}$$

$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) = 0.106 \text{ m}^2.$

$A = (0.30 \times 0.40) = 0.12 \text{ m}^2$



$$\gamma_b = 1.5$$

$$F_{C28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{i} \text{ avec } \ell_f = 0.7 \ell_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.4^2}{12}} = 0.115.$$

$$\ell_f = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.24}{0.115} = 19.48$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.48}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$\overline{Nu} = 0.80 \{ 0.106 \times 25 / (0.9 \times 1.5) + 0 \} = 1.57 \text{ Mn} = 1570 \text{ Kn}$$

$$\text{donc : } Nu = 1303.2 < \overline{Nu} = 1570 \text{ Kn}$$

Les dimensions des poteaux sont acceptables.

III.1. Calcul de l'acrotère

III.1.1. Définition

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul se fera pour une bande de 1m, sollicitée à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant M tel que :

$$M = (\max (M (f_p), M (q)).$$

$M (f_p)$: le moment fléchissant du à l'effort horizontal (f_p).

$M (q)$: le moment fléchissant du à la main courante q qui est une surcharge D'exploitation.

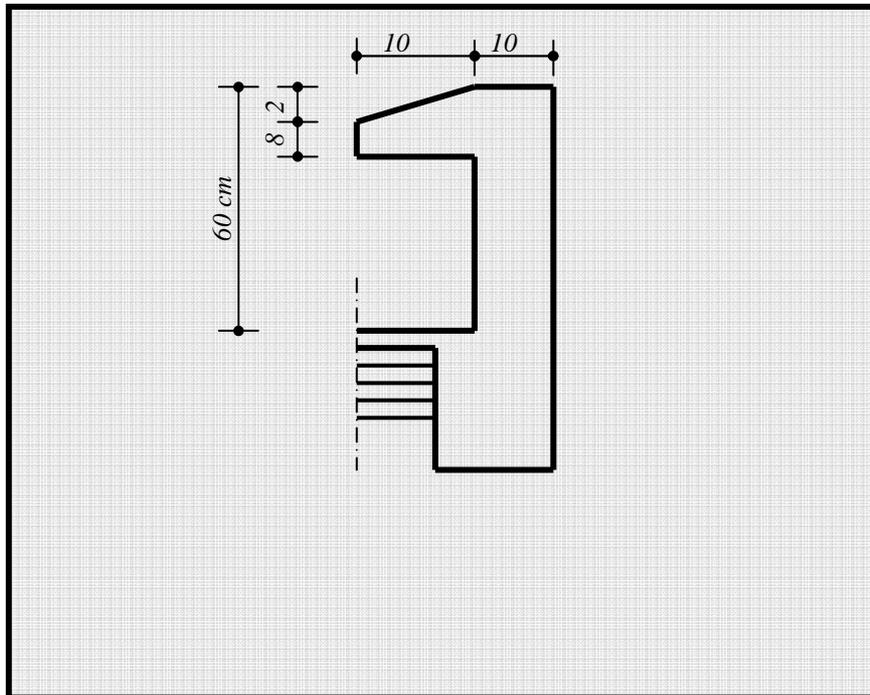


Figure III.1 : Coupe transversale sur l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des surcharges

➤ Poids propre

$$G_a = G_{\text{BETON}} + G_{\text{enduit}} = G_b + G_{ec}$$

➤ Calcul du périmètre

$$P = (0,6 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,5 + 0,1) = 1,48\text{m.}$$

$$G_b = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)) \times 1 \times 25 = 1,725 \text{ KN/m}$$

$$G_{ec} = 1 \times 0,02 \times 1,48 \times 20 = 0,59 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc: } G_a = 2,32 \text{ KN /m}$$

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 1,00 \text{ KN /m.}$

➤ Charge accidentelle due au séisme

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

Dans notre cas on a : Zone II_a, Groupe 2, ($A = 0,15$)

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2,32 \text{ KN /m (poids de l'acrotère)}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,32 = 1,113 \text{ KN.}$$

III.1.3. Calcul des sollicitations

$$M(f_p) = 1,113 \times 0,6 = 0,668 \text{ KN m.}$$

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

$$N(G_a) = 2,32 \text{ KN.}$$

	E.L.U	E.L.S
Sollicitation	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	3,132	2,32
M (KN*M)	1,002	0,668

Tableau III.1 : Calcul des sollicitations.

Le ferrailage se fera en flexion composée avec une section $S = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.1.4. Calcul des armatures à L'E.L.U

Acier F_e E 400, $F_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_s = 1,15. \quad F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.} \quad M_U = 1,002 \text{ KN m.} \quad N_U = 3,132 \text{ KN}$$

$$e_o = M_U / N_U = 1,002 / 3,132 = 0,32 \text{ m}$$

$N_U > 0$ alors N est un effort de compression.

$$e_o = 0,32 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > h / 6$ donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation

à la flexion simple

$$e_a = e_o + (h/2 - C) = 0,32 + (5 - 2) = 35 \text{ cm.}$$

$$M_{Ua} = Nu \times e_a = 3,132 \times 0,35 = 1,096 \text{ KN m.}$$

$$\mu_{bU} = M_{Ua} / (b_o \times d^2 \times F_{bu}) = 1,096 \times 10^3 / 8^2 \times 14,2 \times 10^2 = 0,0120$$

$$\mu_{bc} = 0,8 h / d (1 - 0,4 h / d) = 0,8 \times 10 / 8 (1 - 0,4 \times 10 / 8) = 0,5$$

$\mu_{bU} < \mu_{bc}$ donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{LU} = 0,327$$

$\mu_{bU} < \mu_{LU}$ alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bU} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bU}) = 8 (1 - 0,6 \times 0,0120) = 7,94 \text{ cm.}$$

$$A = M_{Ua} / Z_b F_{cd} = 1,096 \times 10^3 / 0,0794 \times 348 \times 10^2 = 0,396 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Les armatures en flexion composée

$$A' = A'_{FS} = 0$$

$$A = A_{FS} - (Nu / F_{cd}) = 0,396 - (3,132 \times 10^3 / 348 \times 10^2) = 0,307 \text{ cm}^2$$

➡ Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = \max (0,23 (F_{t28} / F_c) b_o \times d, b \times h / 1000)$$

$$A_{\min} = \max (0,966 \text{ cm}^2, 1 \text{ cm}^2) \text{ donc } A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

On a $A < A_{\min}$ donc $A = 1 \text{ cm}^2$ on adopte 4 T 8 d'où $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ on prend 4 T 6 d'où } A = 1,51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

➡ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u$ tel que

$$Tu (\max) = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{u \max} = Tu (\max) / b d = 0,0187 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 F_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u < \tau_u \overline{\rightarrow}$ Condition vérifier

► Vérification à L'ELS

$$e_{o\ ser} = M_{\ ser} / N_{\ ser} = 0,668 / 2,32 = 0,28$$

$$h / 6 = 0,017 \rightarrow e_{o\ ser} > h / 6 \text{ section partiellement comprimée}$$

$N > 0$ et C se trouve à l'extérieur de la section

$$e_a = e_o + h/2 - C = 0,32 \rightarrow M_{\ ser} = N_{\ ser} e_{a\ ser}$$

On doit vérifier: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 F_{C28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min (2/3 F_e ; 110 (\eta F_{tj})^{1/2}) = 202 \text{ Mpa.}$$

$$C = h / 2 - e \rightarrow C = - 43 \text{ cm}$$

$$P = - 3 C^2 - 90 A'_s (c - d') / b - 90 A_s (d - c)^2 / b \text{ Tel que } A'_s = 0$$

$$P = -5454,74 \text{ cm}^2$$

$$Q = - 2 C^3 - 90 A'_s (c - d') / b - 90 A_s (d - c)^2 / b$$

$$Q = 154308,79 \text{ cm}^3$$

Résoudre l'équation de 3^{eme} degré

$$Z^3 + PZ + Q = 0$$

$$Z_1 = a \cos (Q / 3) = 45,04 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos ((Q / 3) + 120^\circ) = - 85,23 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos ((Q / 3) + 240^\circ) = 40,19 \text{ cm}$$

Calcul de $y_{\ ser}$:

$$y_{\ ser 1} = Z_1 - C = 2,04 \text{ cm}$$

$$y_{\ ser 2} = Z_2 - C = - 128,23 \text{ cm}$$

$$y_{\ ser 3} = Z_3 - C = 2,81 \text{ cm}$$

Il faut donc vérifier que $0 \leq y_{\ ser} \leq d = 8 \text{ cm}$ alors la solution est :

$$I = (b y_{\ ser}^3 / 3) + 15 [A_s (d - y_{\ ser})^2 + A'_s (y_{\ ser} - d')^2]. \quad A'_s = 0$$

$$I = 1353,97 \text{ cm}^4$$

► Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = (Z N_{ser} / I) y_{ser} = (45,04 \times 2,32 \times 10^3 / 1353,97) 2,04 \times 10^{-2} = 1,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,57' \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 (Z N_{ser} / I) (d - y_{ser}) = 15 (45,04 \times 2,32 \times 10^3 / 1353,97) (8 - 2,04 \times 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 69 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 202 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : pour éviter l'effet du séisme, on doit prévoir une même nappe d'armature dans la zone comprimée.

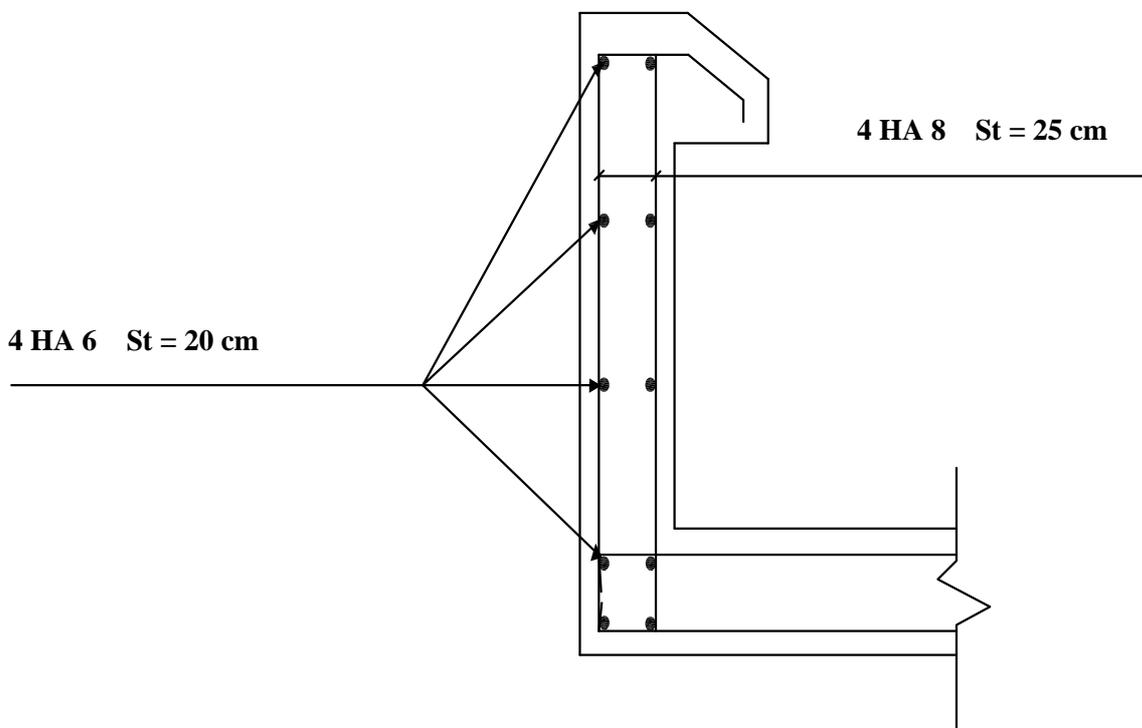
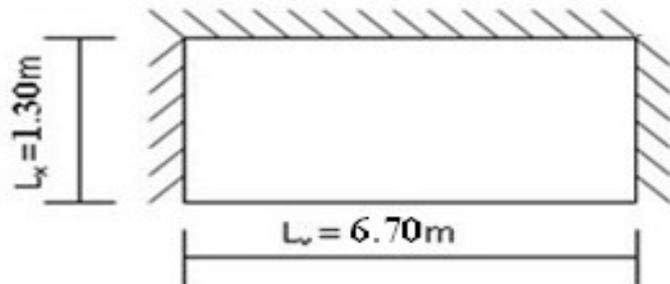


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude des balcons : dalle sur 3 appuis

III.2.1. Pré dimensionnement

L'épaisseur h pour les dalles pleines résultent des conditions suivantes :



➔ Condition de la flèche

$$\frac{L}{50} \leq h_a \leq \frac{L}{40} \Leftrightarrow \frac{L_x}{L_y} = 0.33$$

$$13.4\text{cm} \leq h_a \leq 16.75\text{cm} \Rightarrow h_a = 15\text{cm}$$

➔ Condition de la résistance au feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2 heure de coupe feu.

➔ Condition d'isolation acoustique

La loi de masse exige qu'une épaisseur $e \geq 16\text{cm}$ pour assurer 1 confort acoustique.

➔ Récapitulatif

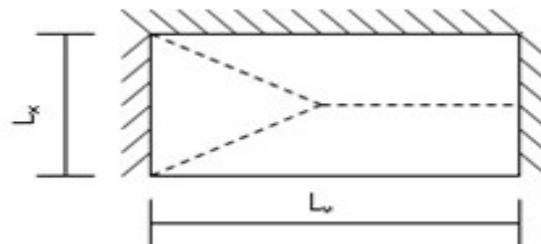
$e \geq 16\text{cm}$.

→ On adopte une épaisseur $e = 16\text{ cm}$.

$e \geq 11\text{cm}$

III.2.2. Calcul de ferrailage

on ce refaire à la théorie des lignes de rupture lorsqu'au à affaire à des dalles sur 03 appuis :



$$L_y \geq \frac{L_x}{2} \Rightarrow 6.70\text{m} \geq 0.65\text{m}$$

III.2.3. Evaluation des charges

$$G = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_B = 350 \text{ kg/m}^2$$

E.L.U :

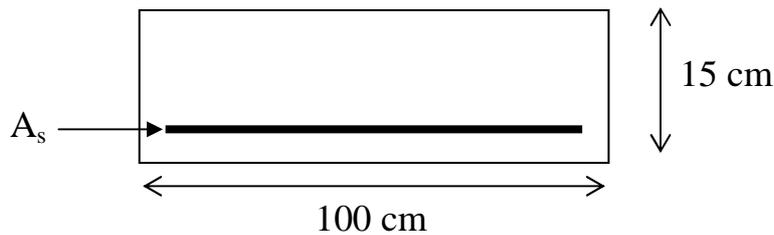
$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q_B = 1.35 (560) + 1.50 (350)$$

$$Q_u = 1281 \text{ kg/m}^2$$

E.L.S

$$Q_s = G + Q_B = 560 + 350$$

$$Q_s = 910 \text{ kg/m}^2$$



III.2.4. Calcul des moments

E.L.U

$$M_x = \frac{Q_u L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{Q_u \cdot L_x^3}{48} = \frac{1281 \times (1.30)^2}{8} \left(6.70 - \frac{1.30}{2} \right) + \frac{1281 \times (1.30)^3}{48}$$

$$M_x = 1695.8 \text{ N.m}$$

$$M_y = \frac{Q_u \cdot L_x^3}{24} = \frac{1281 \times (1.30)^3}{24}$$

$$M_y = 117.26 \text{ N.m}$$

E.L.S

$$M_x = \frac{Q_s \times L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{Q_s \times L_x^3}{48} = \frac{910 \times (1.30)^2}{8} \left(6.70 - \frac{1.30}{2} \right) + \frac{910 \times (1.30)^3}{48}$$

$$M_x = 1204.65 N.m$$

$$M_y = \frac{Q_s (L_x)^3}{24} = \frac{910 \times (1.30)^3}{24} \Rightarrow M_y = 83.30 N.m$$

III.2.5. Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 \rightarrow A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

III.2.6. Calcul de ferrailage

l'E.L.U

► **En travée**

Tableau III.2 : Calcul de ferrailage en travée l'E.L.U

Travée	sens l _x		b = 100cm	d = 13.50cm			
M _u ^t	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.85. M_x= 1441.43	0.043	0.055	13.20	2.40	1.63	5HA10 = 3.93	20

Travée	sens l _y		b = 100cm	d = 13.50cm			
M _u ^t	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.85. M_y= 99.67	0.004	0.005	13.47	0.23	1.63	5HA8 = 2.51	20

► **Sur appuis**

Tableau III.3 : Calcul de ferrailage sur appuis l'E.L.U

Appuis	sens l _x		b = 100cm	d = 13.50cm			
M _u ^a	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp(cm)
0.5. M_x= 847.9	0.025	0.032	13.33	1.40	1.63	5HA10 = 3.93	20

Appuis	sens l_y	$b = 100\text{cm}$		$d = 13.50\text{cm}$			
M_u^a	μ_{bu}	α_u	Z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Esp (cm)
0.5. $M_y=58.63$	0.003	0.004	13.48	0.16	1.63	5HA8 =2.51	20

L'E.L.S

➔ *En travée :*
$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{bc}} \times d$$

Tableau III.4 : Calcul de ferrailage en travée L'E.L.S

Travée	sens l_x	$b = 100\text{cm}$		$d = 13.50\text{cm}$		
M_{ser}^t (N.m)	\bar{Z}_1 (cm)	A_{ser}^t (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Esp (cm)	
0.85. $M_x=1023.95$	11.73	1.92	1.63	4HA10 =3.14	22	

$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$, $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{Mpa}$, $n = 15$

$$\bar{y}_1 = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} \times 13.50 = 5.30\text{cm}$$

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 11.73\text{cm}$$

$$\bar{M}_1 = \left(\frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \right) b \cdot \bar{y}_1 \cdot \bar{Z}_1 = \left(\frac{15}{2} \right) \times 100 \times 5.30 \times 11.73 = 46626.75\text{N.m}$$

$M_{ser}^t = 1204.65\text{N.m} < \bar{M}_1 = 46626.75\text{N.m}$

$M_{ser}^a = 83.30\text{N.m} < \bar{M}_1 = 46626.75\text{N.m}$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}^t}{Z_1 \cdot \sigma_{st}}, \quad A_{ser}^a = \frac{M_{ser}^a}{Z_1 \cdot \sigma_{st}}$$

Tableau III.5 : Calcul de ferrailage en travée L'E.L.S

Travée	sens l_y	$b = 100\text{cm}$		$d = 13.50\text{cm}$		
M_{ser}^t (N.m)	\bar{Z}_1 (cm)	A_{ser}^t (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Esp (cm)	
0.85. $M_y=70.80$	11.73	0.22	1.63	5HA8 = 2.51	20	

➔ Sur appuis

Tableau III.6 : Calcul de ferrailage sur appuis L'E.L.S

Appuis	sens l_x	$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$		
$M_{ser}^a (\text{N.m})$	$\bar{Z}_1 (\text{cm})$	$A_{ser}^t (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$	Esp (cm)
0.5. $M_x =$	11.73	1.13	1.63	4HA10 =	22
602.32				3.14	
Appuis	sens l_y	$b = 100\text{cm}$	$d = 13.50\text{cm}$		
$M_{ser}^a (\text{N.m})$	$\bar{Z}_1 (\text{cm})$	$A_{ser}^t (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$	Esp (cm)
0.5. $M_y =$	11.73	0.13	1.63	5HA8 =	20
41.65				2.51	

III.2.7. Vérification à l'effort tranchant

➔ Au milieu de L_x

$$T = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 \times L_y} = \frac{Q_u \cdot L_x}{3} = \frac{1281 \times 1.30}{3}$$

$$T = 555.1N$$

➔ Au milieu de l_y

$$T = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{1281 \times 1.30 \times 6.70}{2(6.70) + 1.30} = 759.01N$$

$$V_u = T_{max} = 759.01N$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{759.01}{1000 \times 135} = 0.0056 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_c 28}{\gamma_b} = 1.17 \text{Mpa}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales.

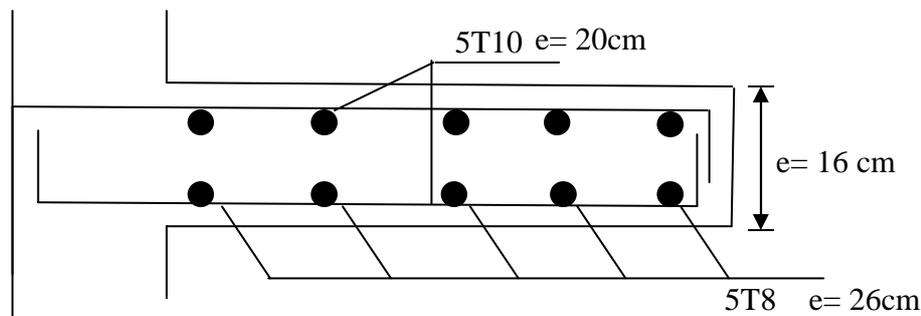


Figure III.3 : Ferrailage de balcon.

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. Définition

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 3.00 m et longueur de volée 2.90 m et avec un palier de 1.30 m de largeur.

III.3.2. Evaluation des charges

Pour notre emmarchement on aura

$$\text{Palier} \dots \dots \dots G_1 = 0,510 \times 1,30 = 0,663 \text{ t/ml}$$

$$\text{Paillasse} \dots \dots \dots G_2 = 0,833 \times 1,30 = 1,082 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge} \dots \dots \dots Q_1 = Q_2 = 0,250 \times 1,30 = 0,325 \text{ t/ml}$$

Les Combinaisons de Chargement

ELU

$$P_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 0,663 + 1,5 \times 0,325 = 1,382 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 1,082 + 1,5 \times 0,325 = 1,948 \text{ t/ml}$$

ELS

$$P_1 = G_1 + Q_1 = 0,663 + 0,325 = 0,988 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = G_2 + Q_2 = 1,082 + 0,325 = 1,407 \text{ t/ml}$$

III.3.3. Ferrailage

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

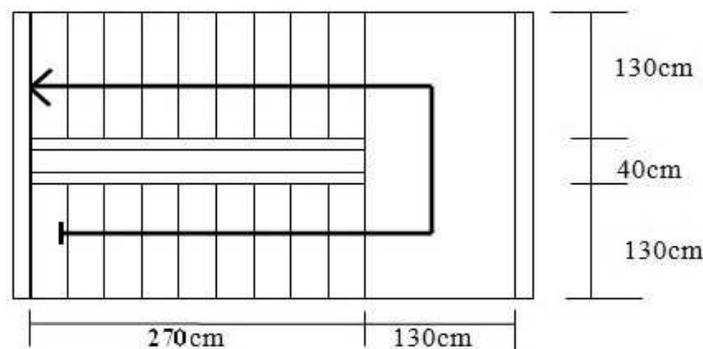


Figure III.4 : Vue en plan de l'escalier.

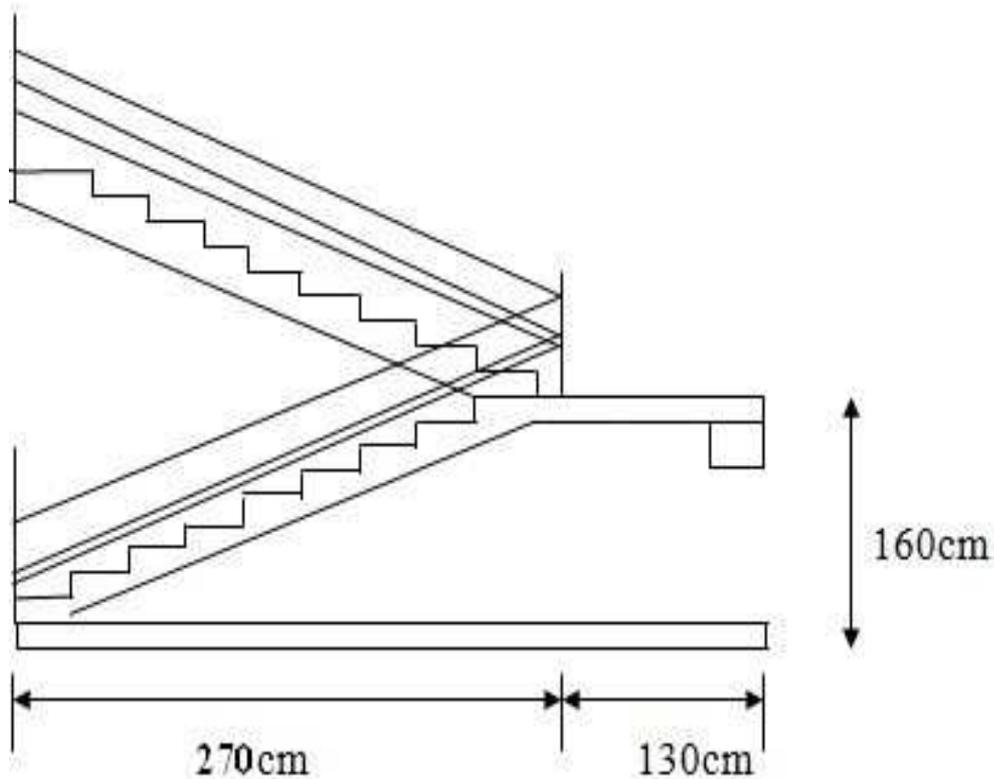


Figure III.5 : Coupe au niveau de l'escalier.

Calcul les armatures

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i$$

ELU

$$q_u = (1.948 \times 2.7 + 1.382 \times 1.3) / (2.7 + 1.3)$$

$$q_u = 1.76 \text{ t/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = (1.407 \times 2.7 + 0.988 \times 1.3) / (2.7 + 1.3)$$

$$q_{ser} = 1.27 \text{ t/ml}$$

Calcul les réaction à l' ELU

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 3.52 \text{ t.ml.}$$

$V_u = q_u L/2 = 3.52 \text{ t}$

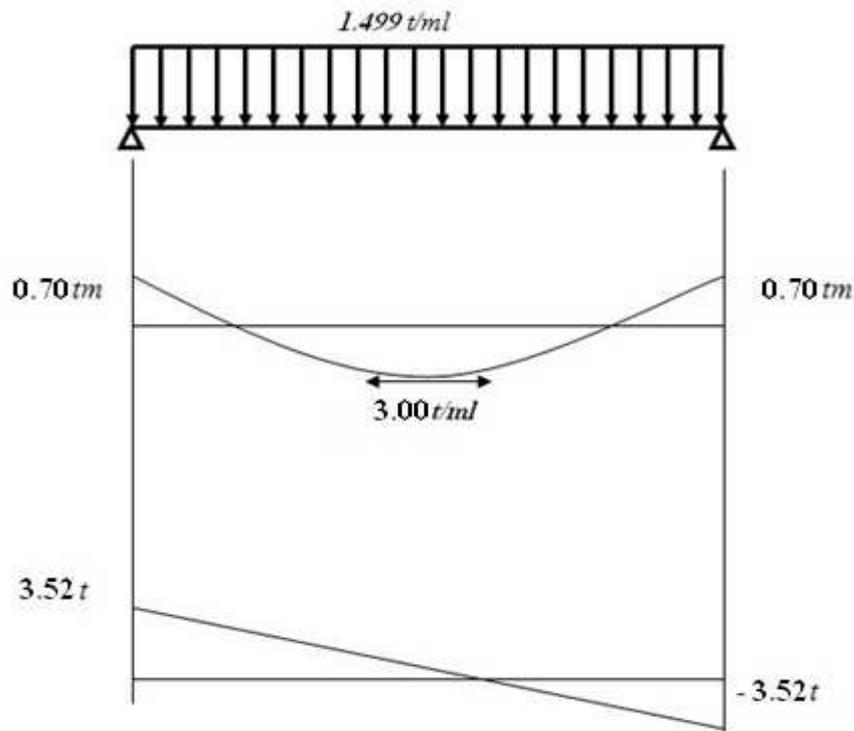
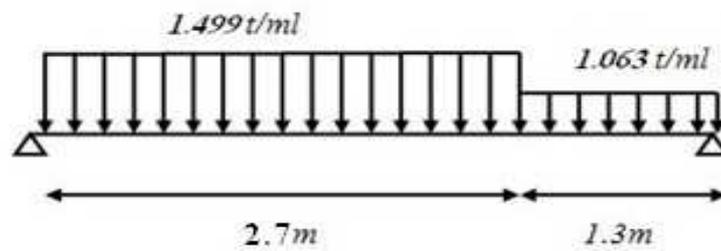
On travée :

$M_{\text{travée}} = 0,85M \longrightarrow M_{\text{travée}} = 0,85 \times 3.52 = 3 \text{ t.m}$

On appui :

$M_{\text{appui}} = 0,2M \longrightarrow M_{\text{appui}} = 0,2 \times 3.52 = 0,70 \text{ t.m}$

Schema statique:



ELS:

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 8 = 2.54 \text{ t.m}$$

$$V_{ser} = q_{ser} L / 2 = 2.54 \text{ t}$$

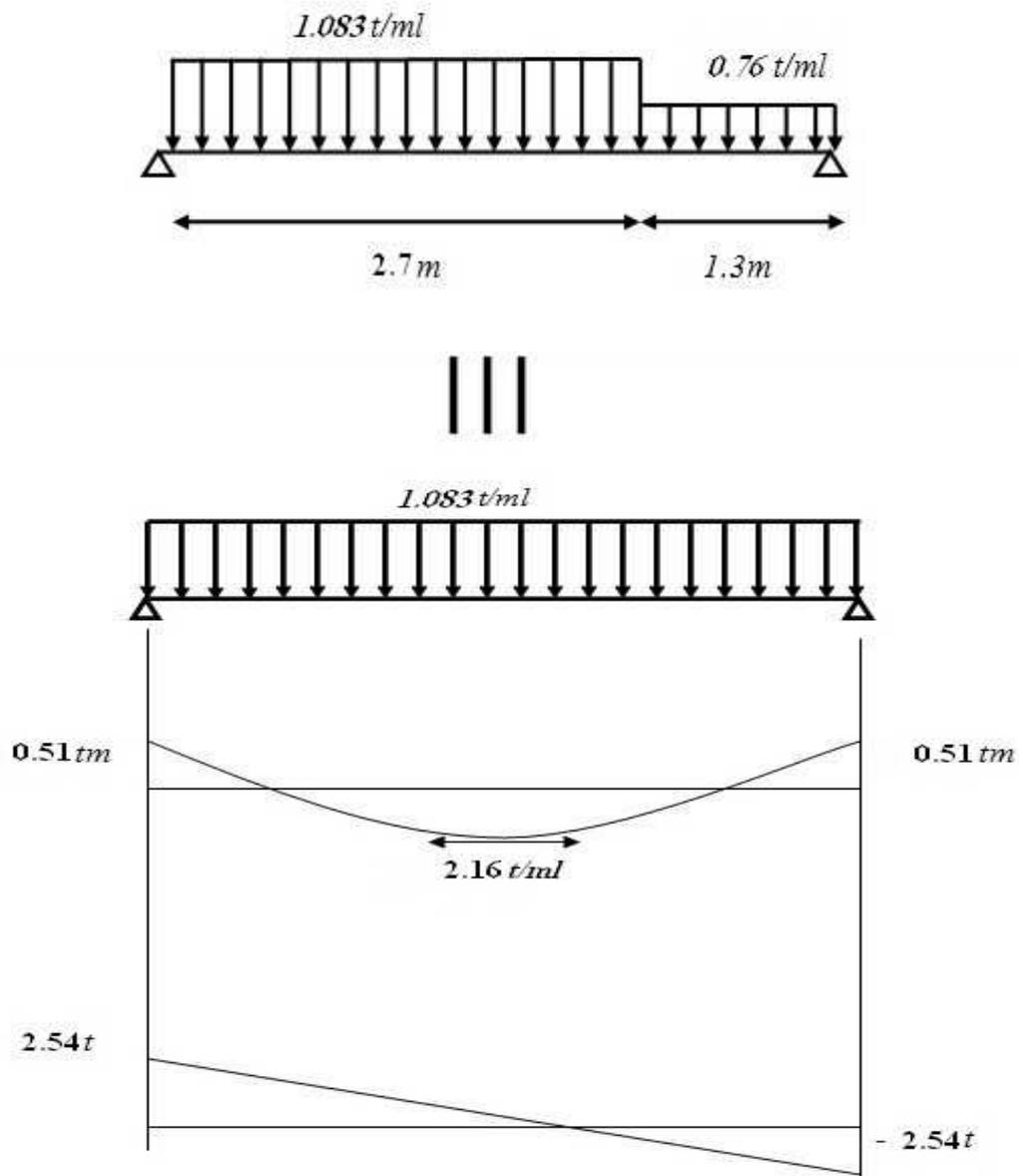
On travée :

$$M_{travée} = 0,9M \longrightarrow M_{travée} = 0,85 * 2.54 = 2.16 \text{ t.m}$$

On appui :

$$M_{appui} = 0,2M \longrightarrow M_{appui} = 0,2 * 2.54 = 0,51 \text{ t.m}$$

Schema statique:



III.3.3.1. Ferrailage

a- En travée

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} \quad d = 0,9 * E_p = 0,9 * 0,14$$

$$d = 0,126m.$$

$$b = 0,1m$$

$\mu = 0,099 < 0,186$ l'état limite ultime atteint le pivot A

$$\alpha = 0,130$$

$$Z = 0,119$$

$$\sigma_s = 348MPa$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1,335cm^2/ml$$

$$A_r = 1,335cm^2/ml$$

III.3.4. Verification

Condition de non fragilité

On a: $A_{min} = 0,23 b x d (f_{t28} / f_e)$

$$A_{min} = 1,52 cm^2$$

$A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1,52, 5,34) \rightarrow A_s = 5,34cm^2/ml$$

Le choix : 5HA12 = 5,65cm²/ml

$$A_r: 5HA8 = 2,513cm^2/ml$$

Calcul de l'espacement:

$$S_t > S_{t,max} = \min(0,9d, 40cm) = 11,34 cm$$

On prend $S_t = 20 cm$

Vérification au cisaillement:

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{3,71 * 0,01}{1 * 0,126} = 0,294MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

b- En appuis:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = \frac{0, * 0,01}{1 * 0,126^2 * 14,17} = 0,022 \leq 0,392 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.028$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.108(1 - 0.4 * 0.031) = 0.124m$$

$$A_s = (M_u / z F_e \gamma_s) = 1,181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 1.181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 * 100 * 12 * 2.1/400 = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.52, 1.181) \rightarrow A_s = 1.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 5HA10 (3.92 cm²/ml)

Les armatures des répartitions :

$$A_r = 3.92/4 = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : 5HA8 cm²/ml = 2,513 cm²/ml.

Calcul de l'espacement:

$$S_t > S_{t \max} = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 11.34 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement:

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{3.71 * 0.01}{1 * 0,126} = 0,294 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * y / I$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A_s' (y - e') - n A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0; A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15$$

$$Y = 3.47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 7203.77 \text{ cm}^4$$

AN:

$$\sigma_{bc} = 8.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Bc'} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Calcul des contraintes de l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \text{ Mser} (d-y)/I = 126.73 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Vérification de la flèche:

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s/bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 12 / 420 = 0,028 < 0,0625 \quad \text{vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{\delta_i}} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{\delta_v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

⁽¹⁾ Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾ Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 3.7m$.

- Moment d'inertie de la section totale homogène : $I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$
- Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾ Pour la déformation instantanée.

⁽²⁾ Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{SER} (KN. M)	A_s (CM^2)	ρ 10^{-3}	Z (CM)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (CM^4)	I_{δ_i} (CM^4)	I_{δ_v} (CM^4)
17.8	5,65	0,005	11,44	275,31	4.1	1.64	0.52	16352.64	5221,1	8825,9

Tableau III.7 : Vérification de la flèche.

Calcul des modules de déformation:

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

D'où:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.2}{1000} = 0.37 \text{ cm.} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \Delta \delta_T < \bar{f}$$

III.3.4. Calcul de la poutre palière

Le palier posé sur une poutre palier elle est soumise seulement à la flexion simple elle prévient des poids propre de la poutre palier ainsi que la réaction des escalier

► Pré dimensionnement

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

L : est prise entre nue d'appuis :

$$\text{Tel que : } L=3.00\text{m} \quad \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30\text{cm}$$

D'après le RPA2003 :

$$h \geq 30\text{cm} \text{ On adopte } h=35\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm} \text{ Adopte } b=30\text{cm}$$

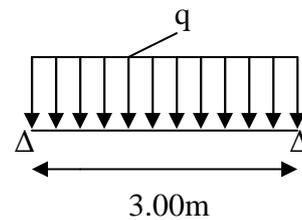
Donc la section de la poutre palière est de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

► Evaluation des charges

$$\text{*}-\text{poids propre :} \quad 0.3 \times 0.35 \times 2500 = 0.26 \text{ t/ml}$$

$$\text{*}-\text{réaction de la poutre} \quad R_{bu} = 4.49\text{t}$$

$$\text{*}-\text{réaction de la poutre} \quad R_{bs} = 3.24\text{t}$$



► Calcul des combinaisons

E.L.U

$$q = 1.35G + R_{bu} = 1.35 \times 0.26 + 4.49 \times 1\text{m} = 4.84 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4.84 \times 3^2}{8} = 5.45\text{t.m}$$

$$\text{Travée : } M_t = 0.85M_0 = 4.63 \text{ t.m}$$

$$\text{Appui : } M_a = -0.2M_0 = 1.09 \text{ t.m}$$

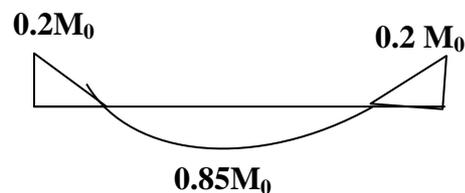
E.L.S

$$q = G + R_{bs} = 0.26 + 3.24 \times 1\text{m} = 3.50 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{3.50 \times 3^2}{8} = 3.94\text{t.m}$$

$$\text{Travée } M_t = 0.85M_0 = 3.35 \text{ t.m}$$

$$\text{Appui } M_a = 0.2M_0 = 0.79 \text{ t.m}$$



Calcul les armatures à E L U

On à : $b=30\text{cm}$ $d = 33\text{cm}$ $C = 2\text{cm}$

$$F_{bu} = 14.20\text{MPa}, \mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2F_{bu}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{\text{calculée}} = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h \quad \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

Calcul la section minimale

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2$$

➡ Calcul de ferrailage

	Mu (t.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	4.63	30	33	0.099	0.130	0.948	4.25	1.20	3HA14= 4.62
Appui	1.09	30	33	0.023	0.029	0.988	0.96	1.20	3HA12= 3.39

➡ Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.84 \times 3}{2} = 7.26\text{t}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{7.26}{300 \times 330} = 0.733\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \{ 3,33; 5\text{MPa} \}$$

$$\overline{\tau_U} = 3,33\text{MPa} \Rightarrow 0.733 < 3.33 \Leftrightarrow \tau_U < \overline{\tau_U}$$

Les conditions est vérifier donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

➔ Vérification à E.L.S

Fissuration étant peu nuisible aucune vérification concernant les aciers tendus

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} - \frac{F_{C28}}{100} \text{ avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	α_U	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} - \frac{F_{C28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.38	0.13	0.44	0.13 < 0.44

Tableau III.8 : Vérification à E.L.S(Fissuration).

➔ Ferrailage de la poutre palière

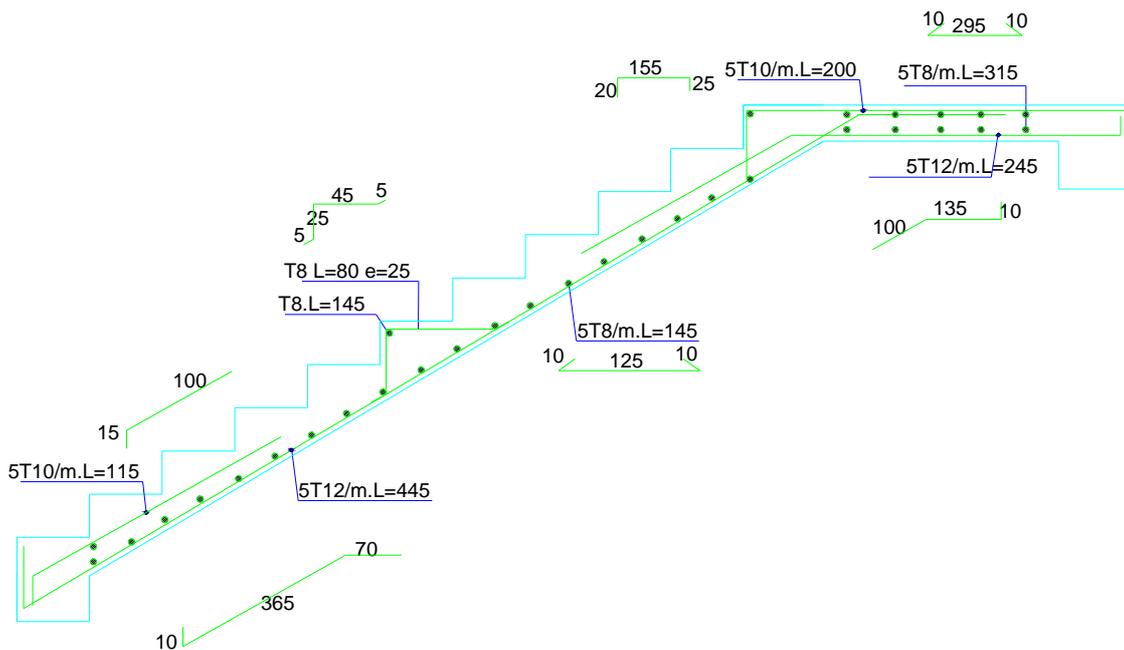
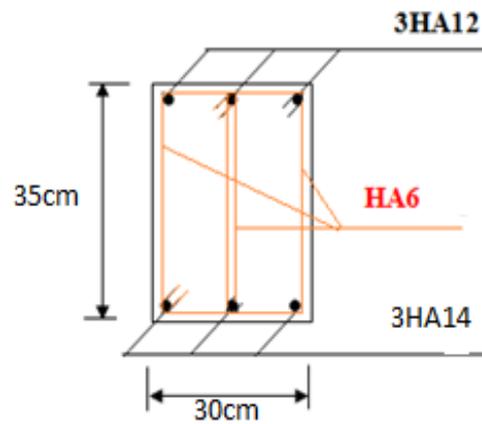


Figure III.6 : Schéma Ferrailage d'escalier.

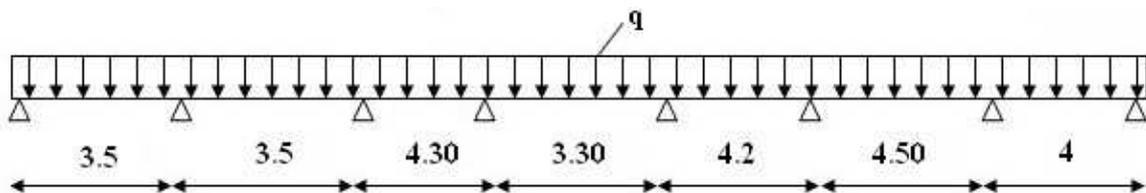
III.4. Etude des planchers

III.4.1. Définition

Un plancher est une aire plane destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit être supporté son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

III.4.2. Plancher étage terrasse (type 1) : poutre sur 8 appuis



► La méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur, maximale du moment M_0 dans la travée isostatique.

► Domaine d'application

La méthode forfaitaire de calcul des plancher à surcharges modérées s'applique dans le cas ou :

- La charge d'exploitation modérée

$$Q \leq \max \{2G, 5kn\} \dots \text{Vérifier}$$

- Les éléments ont une même inertie dans les différentes travées
- Les portées successives sont dans un rapport compris

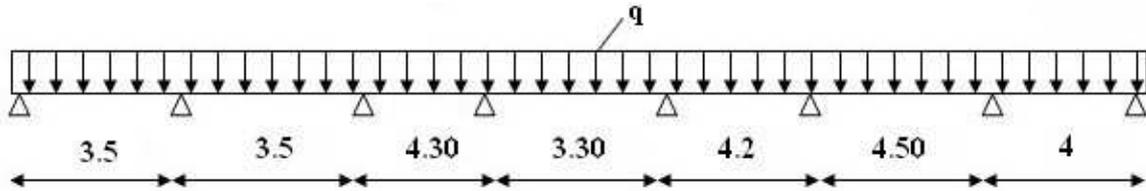
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad 0,8 \leq \frac{4,3}{3,3} \leq 1,25 \text{ non Vérifié}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot

-Charge permanente : $G = 633 \text{ Kg/m}^2$

► Combinaison

ELU



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

$$q_u = 1,35(633) + 1,5(100) = 1004,55 \text{ kg/m}^2$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 633 + 100 = 733 \text{ kg/m}^2$$

-La charge revenant a chaque poutrelle :

$$q_u = 1004,55 \times 0,65 = 652,95 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = 733 \times 0,65 = 476,45 \text{ kg/ml}$$

► Calcul des moments sur appuis

- Appuis A et H

$$M_A = M_f = 0$$

- Appuis B

$$M_B = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')} + \frac{l_w^2}{l_w' + l_e'} \times \left(\sum_{j=1}^n h_{wj} \cdot Q_{wj} \right) + \frac{l_e^2}{l_e' + l_w'} \times \left(\sum_{j=1}^n h_{ej} \cdot Q_{ej} \right)$$

$$M_B = \frac{6529,5 \times (3,5)^3 + 6529,5 \times (2,8)^3}{8,5(3,5 + 2,8)} = 7071,28 \text{ N.m}$$

-Appuis C :

$$M_c = \frac{5841,2 \times (2,80)^3 + 5841,2 \times (3,44)^3}{8,5(2,80 + 3,44)} = 6900,58 \text{ N.m}$$

-Appuis D :

$$M_d = \frac{5841,2 \times (3.44)^3 + 5841,2(2.64)^3}{8,5(3.44+2.64)} = 6704.40N.m$$

-Appuis E :

$$M_e = \frac{5841,2 \times (2.64)^3 + 5841,2(3.36)^3}{8,5(2.64+3.36)} = 6451.98N.m$$

-Appuis F :

$$M_f = \frac{5841,2 \times (3.36)^3 + 5841,2(3.60)^3}{8,5(3.36+3.60)} = 8351.95N.m$$

-Appuis G :

$$M_g = \frac{5841,2 \times (3.60)^3 + 5841,2(4)^3}{8,5(3.60+4)} = 10005.6N.m$$

Effort tranchant :

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{l} = T_w + ql$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{l}$$

($T_\omega; T_e$) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

Moment en travée:

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} - (T_w x + M_\omega) \quad \text{Avec : } x = \frac{-T_w}{q} = L \frac{-T_w}{T_e - T_w}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

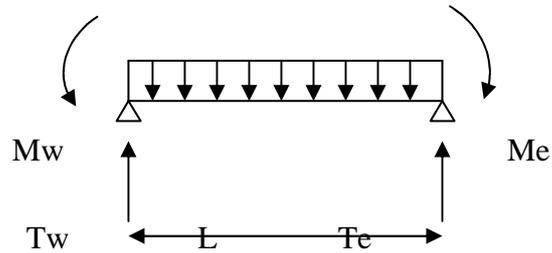
Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	/	
Longueur réelle (l)	3,50	3,50	4,30	3,30	4,20	4,50	4	/	
Longueur réduite(l')	3,50	2,80	3,44	2,64	3,36	3,60	4	/	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	
l'_w (m)	0	3,50	2,80	3,44	2,64	3,36	3,6	4	
l'_e (m)	3,50	2,8	3,44	2,64	3,36	3,60	4	0	
Sur appuis	M_u (tm)	0,42	0,67	0,59	0,53	0,53	0,59	0,67	0,42
	M_{ser} (tm)	0,30	0,49	0,43	0,38	0,38	0,43	0,49	0,30
ELU	T_w (t)	-1,12	-1,05	-1,15	-0,91	-1,19	-1,10	-0,96	/
	T_e (t)	0,96	1,10	1,19	0,92	1,16	1,05	1,13	/
ELS	T_w (t)	-0,82	-0,77	-0,84	-0,66	-0,87	-0,80	-0,70	/
	T_e (t)	0,70	0,80	0,87	0,67	0,84	0,77	0,82	/
X (m)	1,72	1,61	1,76	1,39	1,82	1,69	1,47	/	

En	$M_u(tm)$	0,54	0,17	0,42	0,10	0,55	0,33	0,03	/
travée	$M_{ser}(tm)$	0,40	0,13	0,31	0,08	0,41	0,24	0,02	/

Tableau III.9 : Moment en travée de la poutrelle à 7 travées.

Calcul des moments en travées

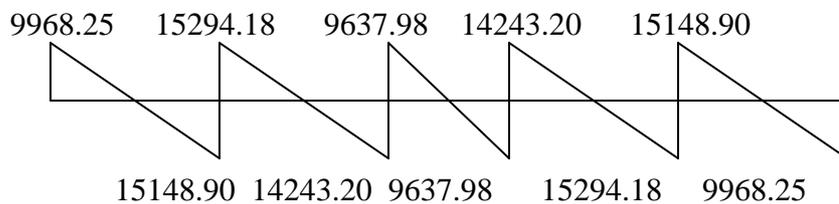
On isole chaque travée :



Travée	Mw	Me	q	L	Tw	Te	X	Mt
I et V	0	11138.41	5841,2	4.30	9968.25	15148.90	1,70	8505.49
II et IV	11138.41	7419.56	5841,2	4.60	15294.18	14243.20	2.61	8883.98
III	7419.56	7419.56	5841,2	3.30	9637.98	9637.98	1,65	286.27

Tableau III.10 : Calcul des moments en travées.

➡ **Diagramme de l'effort tranchant**



➡ **Calcul du moment équilibré par la table de compression**

$$M_{tbu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tbu} = 14,2 \times 65 \times 4 \cdot (18 - \frac{4}{2})$$

$$M_{tbu} = 59072 \text{ N.m}$$

➡ **Etape de calcul**

On a $M_{tbu} > M_u$: la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension $b \cdot h$ sur travée et $b_0 \cdot h$ sur appuis

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} \text{ on trouve } \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de α :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Calcul de β :

$$B = 1 - 0,4\alpha$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_u}{B.d.\sigma_{st}} \quad / \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➡ Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- Au niveau d'appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times 15 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{\min} \geq 0,33 \text{ cm}^2$$

- Au niveau de travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{\min} \geq 1,41 \text{ cm}^2$$

Section	M_u (N.m)	M_{tbu} (N.m)	B, b_0 (cm)	D (cm)	μ	α	β	A calcul (cm) ²	A min (cm) ²	A adopte (cm) ²
Appuis A et F	0	-	15	18	-	-	-	-	0,33	1HA10= 0,79
Appuis Bet E	11138.41	-	15	18	0,161	0,219	0,912	2,00	0,33	2HA12= 2,26
Appuis C et D	7419.56	-	15	18	0,107	0,138	0,944	1,40	0,33	2HA12= 2,26
Travée I et V	8505.49	59072	65	18	0,028	0,033	0,987	1,26	1,41	3HA10= 2,36

Travée II et IV	8883.98	59072	65	18	0,029	0,033	0,987	1,25	1,41	3HA10= 2,36
Travée III	286.27	59072	65	18	0,0009	0,001	0,999	0,046	1,41	3HA10= 2,36

Tableau III.11 : Calcul de la section d'armature minimale.

► Vérification de la contrainte de cisaillement

On a: $V_{\max} = 15294.18\text{N}$ $b_0 = 15\text{cm}$ $d = 18\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15294.18}{150 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 0,56\text{Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa} \right\}$$

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales.

► Calcul de l'espacement

Pour les Armatures transversal en prend des étrées $\phi 6$ $A_t = 0,57\text{cm}^2$

$$St \leq \min \{0, 9d, 40\text{cm}\} : St \leq 16,2\text{cm}$$

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

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5\text{cm}$

► Calcul de la longueur de recouvrement

Acier en FeE400

$$L_s = 50 \phi_l : L_s = 50 \times 1,2 = 60\text{cm}$$

► Vérification à E L S

D'après les règles BAEL 91, pas de vérification des contraintes de béton pour une section rectangulaire soumise a la flexion simple dont les armatures, sont en FeE 400 si la condition suivante est vérifiée $\alpha_u < \alpha$ avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$q_{ser} = 4218,5 \text{ N / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{4218,5 \times 4,6^2}{8} = 11157,93 \text{ N.m}$$

Calcul M_u :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5841,2 \times 4,6^2}{8} = 15449,97 \text{ N.m}$$

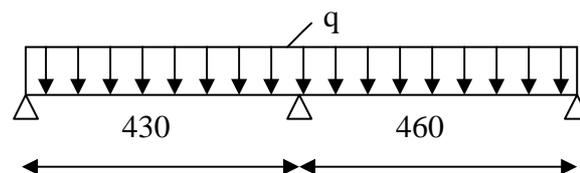
$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15449,97}{11157,93} = 1,38$$

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

$$0,1 < 0,44$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas impotente veut dire que la section des armatures est suffisante à l'état limite de service.

III.4.2. Plancher étage courant (type 2) : poutre sur 3 appuis



◆ Evaluation des charges

$$\text{Charge permanente } G = 499 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

Combinaison :

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 499 + 1,5 \times 150 = 898,65 \text{ kg/m}^2$$

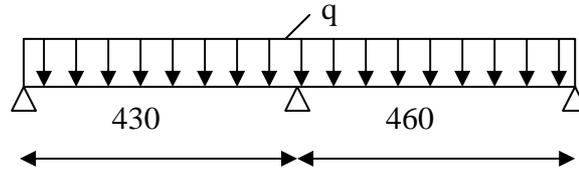
ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 499 + 150 = 649 \text{ kg/m}^2$$

La charge revenant a chaque poutrelle

$$q_u = 898.65 \times 0,65 \times 10 \rightarrow q_u = 5841.2 \text{ N/ml}$$

$$q_{ser} = 649 \times 0,65 \times 10 \rightarrow q_{ser} = 4218.5 \text{ N/ml}$$



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

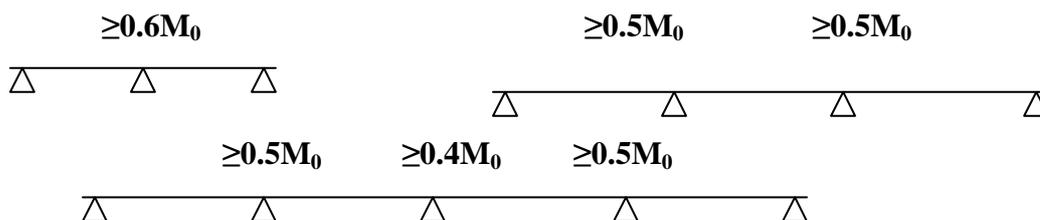
- $Q = 150 \text{ kg} / \text{m}^2 < 2 \times 499 = 998 \text{ kg} / \text{m}^2$ vérifiée
- Les moments d'inertie sont constant dans tout les travéesvérifiée
- Fissuration non préjudiciablevérifiée
- Rapport des portées $0,8 \leq \frac{4.30}{4.60} \leq 1,25$ vérifiée
- Les valeurs prises pour : M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivants:

$$1- M_t \geq \text{Max} \left(1.05 M_0 (1 + 0.3\alpha) M_0 \right) - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right)$$

$$2- M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$3- M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

- La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :
- $0.6M_0$: dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5 M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois appuis la figure ci Dessous résume des dispositions précédentes pour les moments sur appuis :



De part et d'autre de charge appuis intermédiaire :

On retient la vérification de la section, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

En ce qui concerne les arrêtes des barres, on peut dépeindre les courbes enveloppant les moments si :

- ❖ la charge d'exploitation est uniformément répartie et inférieure à la charge permanente.
- ❖ Les valeurs des moments sur appuis sont prises égales aux valeurs minimales indiquées ci-dessous.

➤ Calcul des moments isostatiques

Travée I

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5841.2 \times 4.3^2}{8} = 13500.47 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5841.2 \times 4.6^2}{8} = 15449.97 \text{ N.m}$$

➤ Calcul des moments sur appuis

Appuis A

$$M_A = 0,2M_0 \Rightarrow M_A = 0,2(13500.47) = 2700.09 \text{ N.m}$$

$$M_A = 2700.09 \text{ N.m}$$

Appuis B

$$M_b = 0,6M_0 \Rightarrow M_b = 0,6(15449.97) = 9269.98 \text{ N.m}$$

$$M_b = 9269.98 \text{ N.m}$$

Appuis C

$$M_c = 0,2M_0 \Rightarrow M_c = 0,2(15449.97) = 3089.99 \text{ N.m}$$

$$M_c = 3089.99 \text{ N.m}$$

➤ Calcul de α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+499} \Rightarrow \alpha = 0,231$$

➤ Calcul des moments en travées

Travée de rive I

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

$$2 - M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq M_{ax} (1.05 M_0, 1.07 M_0) - \frac{0.2 M_0 + 0.6 M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.67 M_0$$

$$M_t \geq M_{ax} (1.2 + 0.3(0,231)) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.63 M_0$$

Donc $M_t \geq 0,67 M_0$

En prend $M_t = 0,67 M_0$ Pour les deux travées

Travée I :

$$M_I = 0,67 \times 13500.47$$

$$M_I = 9045.31 \text{ N.m}$$

Travée II :

$$M_{II} = 0,67 \times 15449.97$$

$$M_{II} = 10351.47 \text{ N.m}$$

Ferraillage

► **Calcul du moment équilibré par la table de compression**

$$M_{ibu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ibu} = 14,2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{ibu} = 59072 \text{ N.m}$$

► **Etape de calcul**

On a $M_{ibu} > M_u$: la section est calculée comme une section rectangulaire de dimension $b \cdot h$ sur travée et $b_0 \cdot h$ sur appuis

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} \text{ on trouve } \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de α :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Calcul de β :

$$B = 1 - 0,4\alpha$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_u}{B.d.\sigma_{st}} \quad / \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➡ Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- Au niveau d'appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times 15 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

- Au niveau de travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

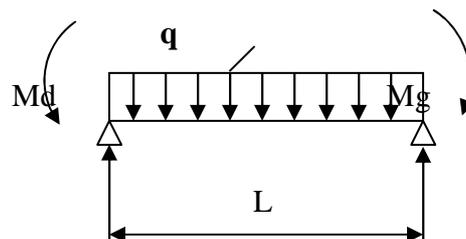
Section	Mu N.m	M _{tbu} N.m	b,b ₀ (cm)	d (cm)	μ	α	β	A calcul (cm) ²	A min (cm) ²	A adopte (cm) ²
Appuis A	2700.09	-	15	18	0,039	0,049	0,981	0,42	0,33	1HA10= 0,79
Appuis B	9269.98	-	15	18	0,134	0,180	0,928	1,83	0,33	2HA12= 2,26
Appuis c	3089.99	-	15	18	0,044	0,056	0,977	0,57	0,33	1HA10= 0,79
Travée I	9045.31	59072	65	18	0,030	0,038	0,988	1,40	1,41	3HA10= 2,36
Travée II	10351.47	59072	65	18	0,034	0,043	0,982	1,91	1,41	3HA10= 2,36

Tableau III.12 : Calcul de la section d'armature minimale.

➡ Calcul des efforts tranchants

$$R_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$R_d = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$



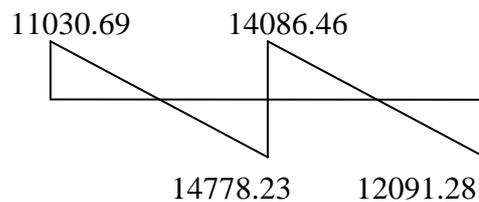
$$Rg_1 = \frac{5841,2 \times 4,3}{2} + \frac{2700,09 - 9269,98}{4,3} = 11030,69N$$

$$Rd_2 = \frac{5841,2 \times 4,3}{2} + \frac{9269,98 - 2700,09}{4,3} = 14086,46N$$

$$Rg_2 = \frac{5841,2 \times 4,6}{2} + \frac{9269,98 - 3089,99}{4,6} = 14778,23N$$

$$Rd_3 = \frac{5841,2 \times 4,6}{2} + \frac{3089,99 - 9269,98}{4,6} = 12091,28N$$

Diagramme de l'effort tranchant



➤ Calcul des armatures transversales

On utilise des étriers $\phi 6 : A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de la contrainte de cisaillement

On a : $V_{\max} = 14778,23 \text{ N}$ $b_0 = 15 \text{ cm}$ $d = 18 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14778,23}{150 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 0,54 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

Donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

➤ Calcul de l'espacement

$$St \leq \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} : St \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5 \text{ cm}$

Suivant la série de Caquot et suivant les RPA 2003 on adopte, l'espacement dans la zone

Nodale $\bar{L} = 2h \Rightarrow \bar{L} = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$

Pour les Armatures transversal en prend des étirées $\phi 6$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2$$

► Vérification à E L S

Vérification de la contrainte de compression d'après les RPA 99 pas de vérification des contraintes de béton pour section rectangulaire soumise a la flexion simple dans les armatures sont en

Fe E400 si ce condition suivant est vérifiée $\alpha_u < \alpha$

Avec

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$q_{ser} = 4218.5\text{N} / \text{ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}L^2}{8} = \frac{4218.5 \times 4,6^2}{8} = 11157.93\text{N.m}$$

Calcul M_u :

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{5841.2 \times 4,6^2}{8} = 15449.97\text{N.m}$$

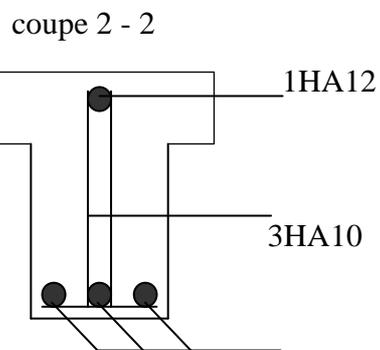
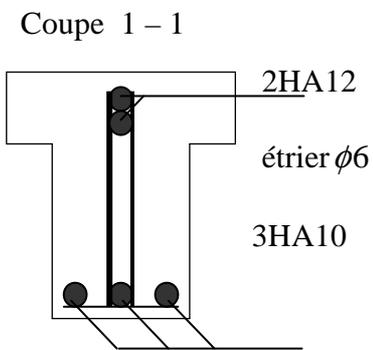
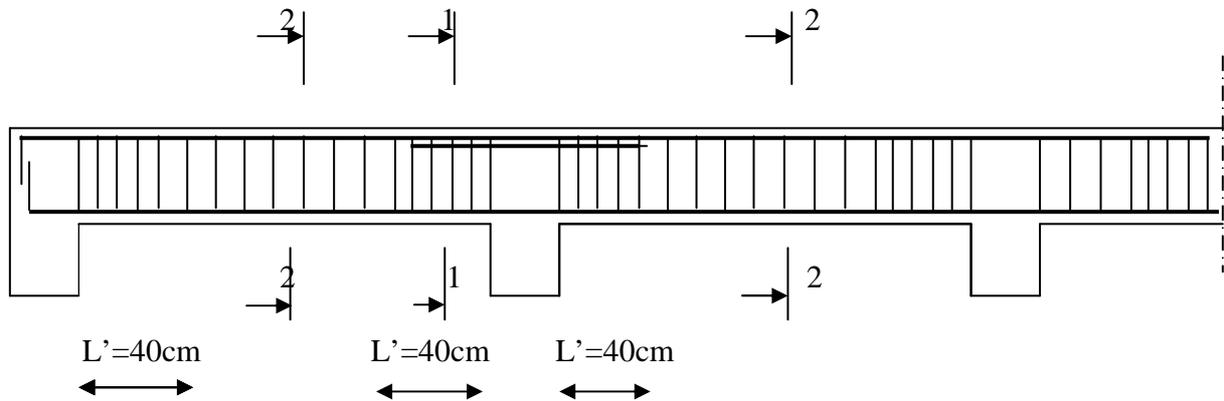
$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15449.97}{11157.93} = 1.38$$

$$\alpha = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$0,028 < 0,44$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas impotente vent dire que la section des armatures est suffisante à l'état limité de service.

➔ Schéma de ferrailage des poutrelles



IV.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **robot 2010** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

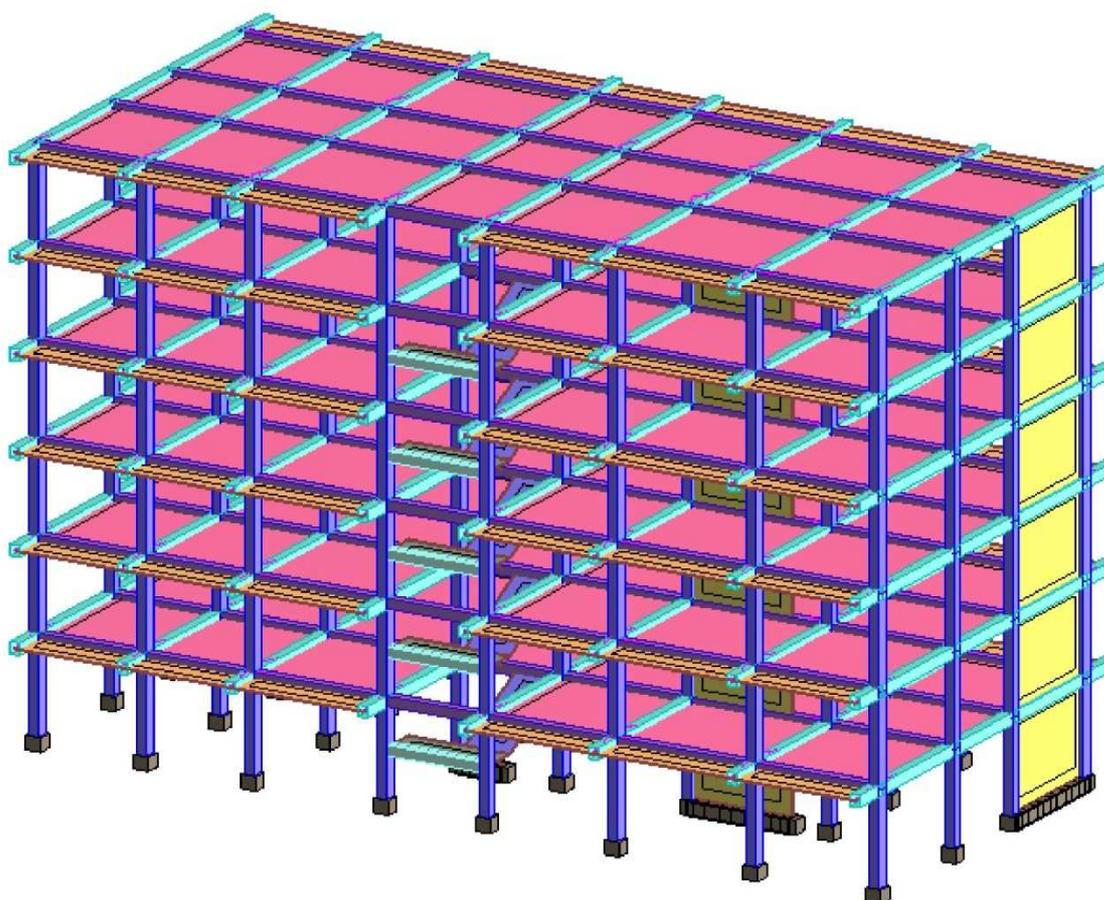


Figure IV.1 : Model de la structure.

IV.2. Les données géométriques de la structure

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

$$X = 13.650 \text{ (m)}$$

$$Y = 5.850 \text{ (m)}$$

$$Z = 9.600 \text{ (m)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 13.518 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.042 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.734 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 56782205.368 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 121586928.191 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 107770135.907 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1157149.474 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 13.518 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.042 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.734 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 56782205.368 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 121586928.191 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 107770135.907 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1157149.474 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	4882
Nombre de barres:	605
Eléments finis linéiques:	2086
Eléments finis surfaciques:	4648
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	0
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	32
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	20
Combinaisons:	14

IV.3. Cas de charges/types de calculs

Cas 1 : poids propre
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : charges permanent
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : surcharges
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Modale
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	: Modal
Méthode	: Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	: Cohérente
Nombre de modes	: 10
Nombre d'itérations	: 40
Tolérance	: 1.00000e-004
Amortissement	: 0.070
Limites	: 0.000
Coefficient des masses participantes	: 0.000

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

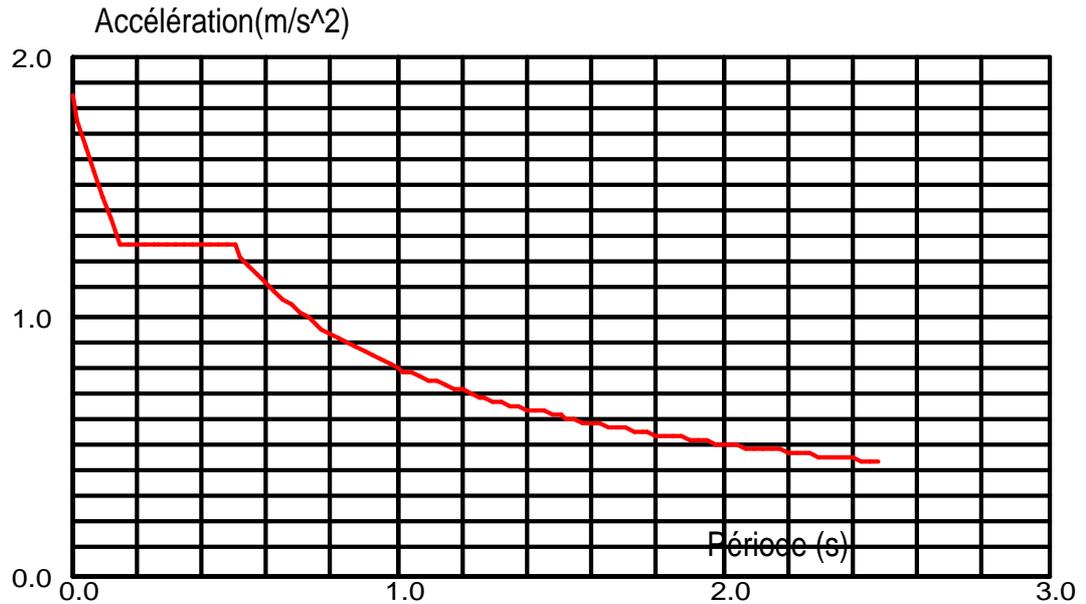
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



IV.4. Analyses sismique

Données :

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.250

Coefficient de comportement : 4.000

Amortissement : $\alpha = 7.00\%$

Paramètres du spectre

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

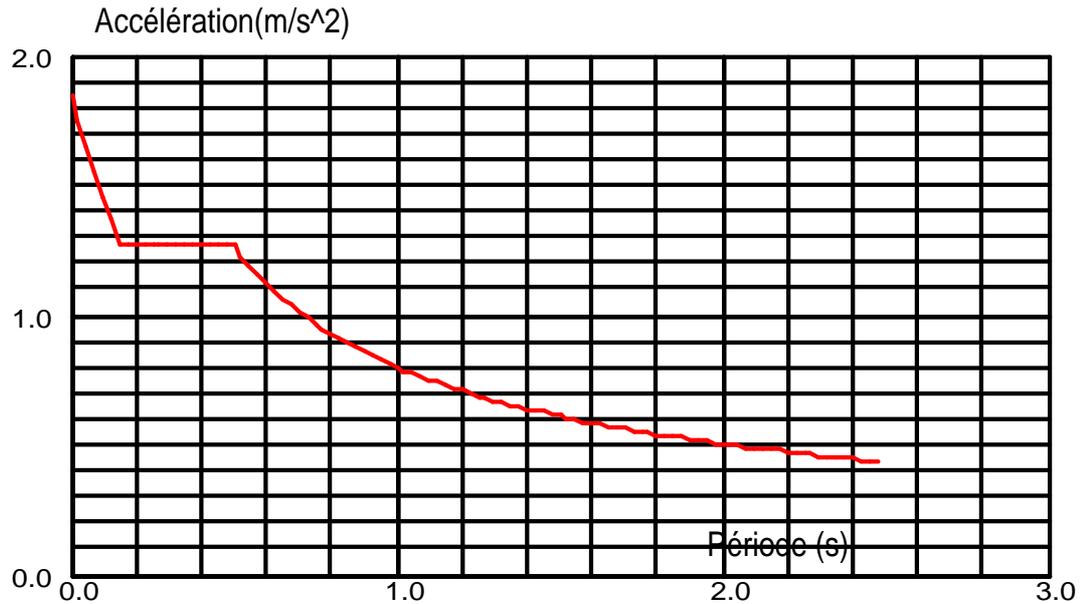
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.250

Coefficient de comportement : 4.000

Amortissement : $\alpha = 7.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6
Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35*G+1.5*Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+2)*1.35+3*1.50$
8 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2+3)*1.0$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+5)*1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+5*-1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+6)*1.00$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+6*-1.00$
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+5*1.20$
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+5*-1.20$
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+6*1.20$
16 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3)*1.00+6*-1.20$
17 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2+3+5)*1.0$
18 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2)*0.8+3*1.0+5*-1.0$
19 (C) (CQC)	0.8*G+EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2)*0.80+6*1.00$
20 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ACC	permanente	$(1+2)*0.80+6*-1.00$

Tableau IV.1 : les différentes combinaisons.

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
B R30x40	13A24 40 42A48 78A89 105A112 140A151 167A174 202A213 229A236 264A275 291A298	1200	0	0	194898,78	160000	90000
C R30x40	59A63 65A77 122A139 184A201 246A263 308A325 432A449	1200	1000	1000	194898,78	160000	90000
L30x35	404A420	900	0	0	113872,3	67500	67500
L30x40	388A403 421A424	1050	0	0	153294,34	107187,5	78750
Pn	54 55A303P62 118A304P62	600	0	0	46983,54	20000	45000
ch30x40	25A39 90A104 152A166 214A228 276A290	1050	0	0	153294,34	107187,5	78750
pp	1A4 334A336 341A343 348A350 355A357	900	0	0	113872,3	67500	67500

Tableau IV.2 : Caractéristiques des Barres.

Matériau	E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m ³]	Re [MPa]
BETON	32000	16300	0,2	0	24,53	25

Tableau IV.3 : Caractéristiques des Matériaux.

1:PP	poids propre	1 2 4A8 10A	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO :
2:G	(EF) surfacique uniforme	103A106 85	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,20	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	107A116 86	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,20	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	103 105 106	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	104 860A12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	107 109 111	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global
2:G	charge uniforme	6 7 10A46P9	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-9,00	global
2:G	(EF) linéaire sur les bords	108_BORD(1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-9,00	MX=0,0
2:G	(EF) surfacique uniforme	126 882A12	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,30	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	127 128 883	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	126A128 88	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	1385A1387	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,50	global
2:G	(EF) surfacique uniforme	1388A1392	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	1385 1387A	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00	global
3:Q	(EF) surfacique uniforme	1386 1391	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50	global
2:G	charge uniforme	1267A1271	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,00	global
2:G	(EF) linéaire sur les bords	1388_BORD(PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,00	MX=0,0

Tableau IV.4 : Les chargements.

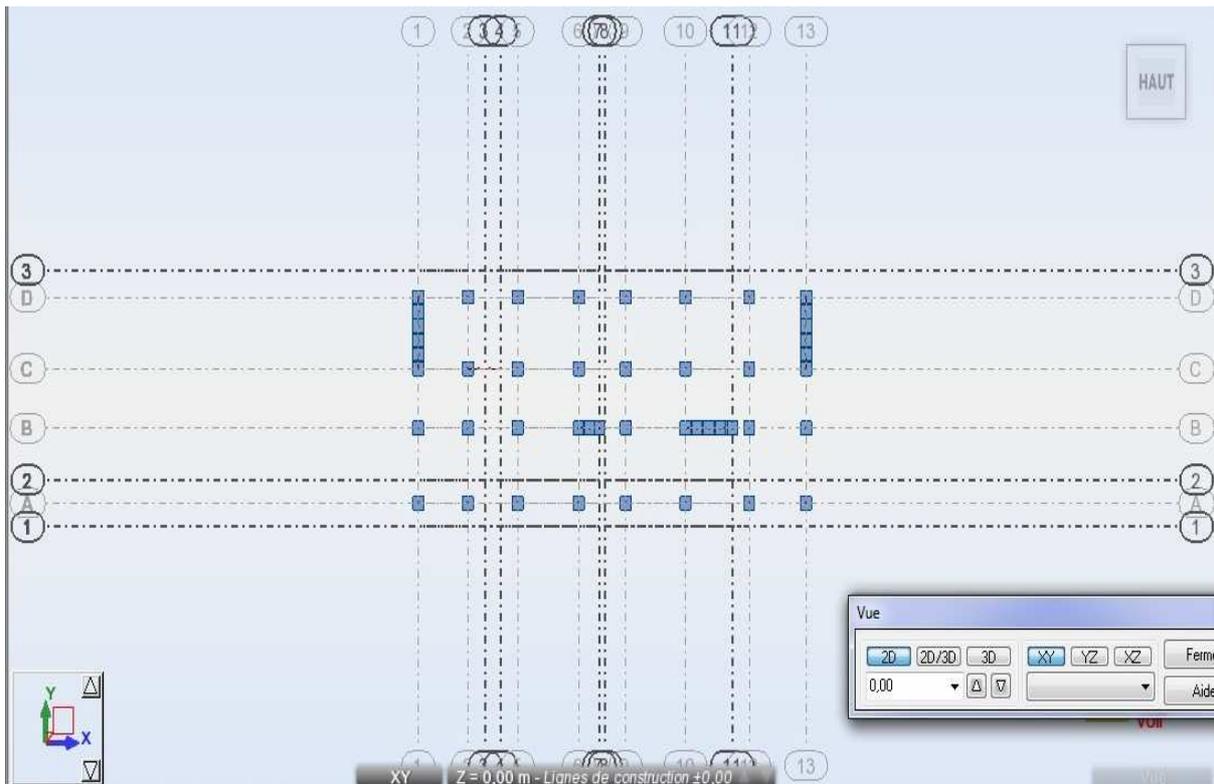


Figure IV.2 : Niveau (+0.00) de bâtiment 2D.

IV.5. Les résultats et les diagrammes des moments

IV.5.1. Poutre Secondaire : AXE (x): +16.0

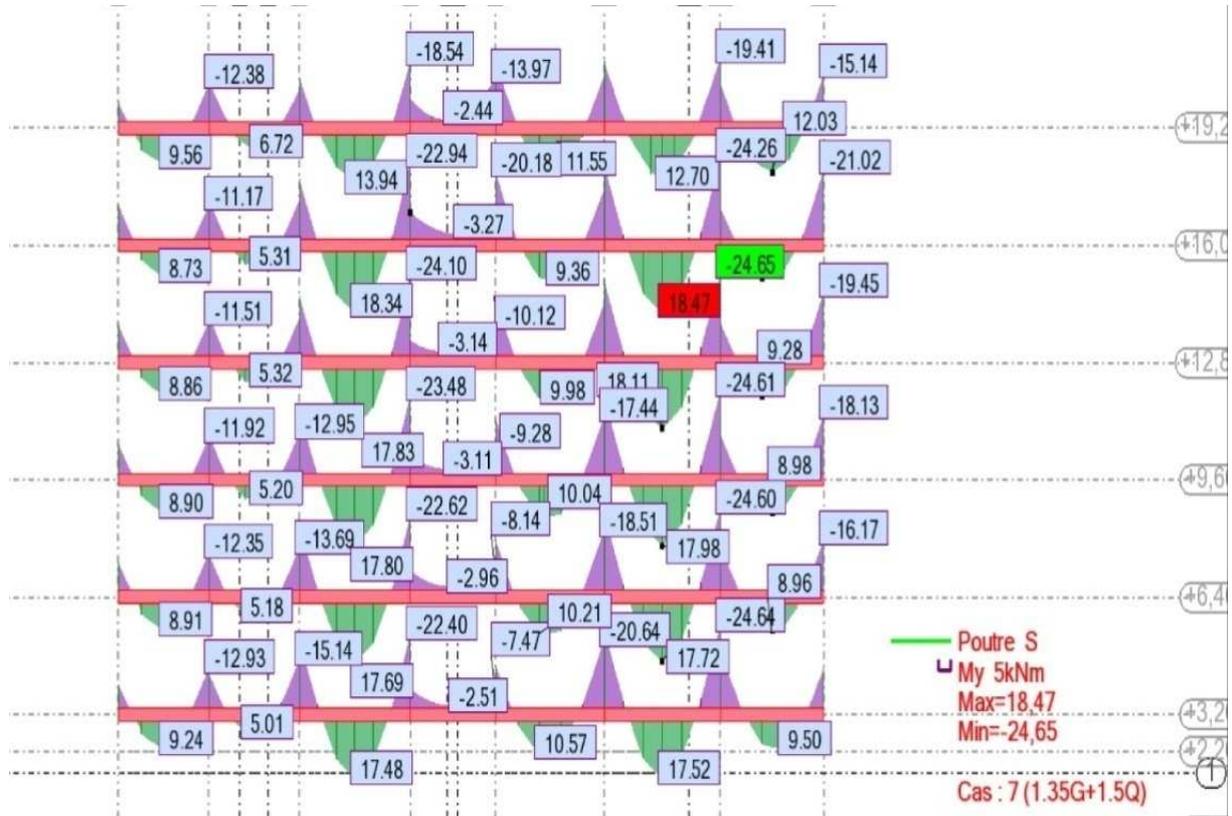


Figure IV.3 : Diagramme des moments à ELU (1.35G+1.5Q).

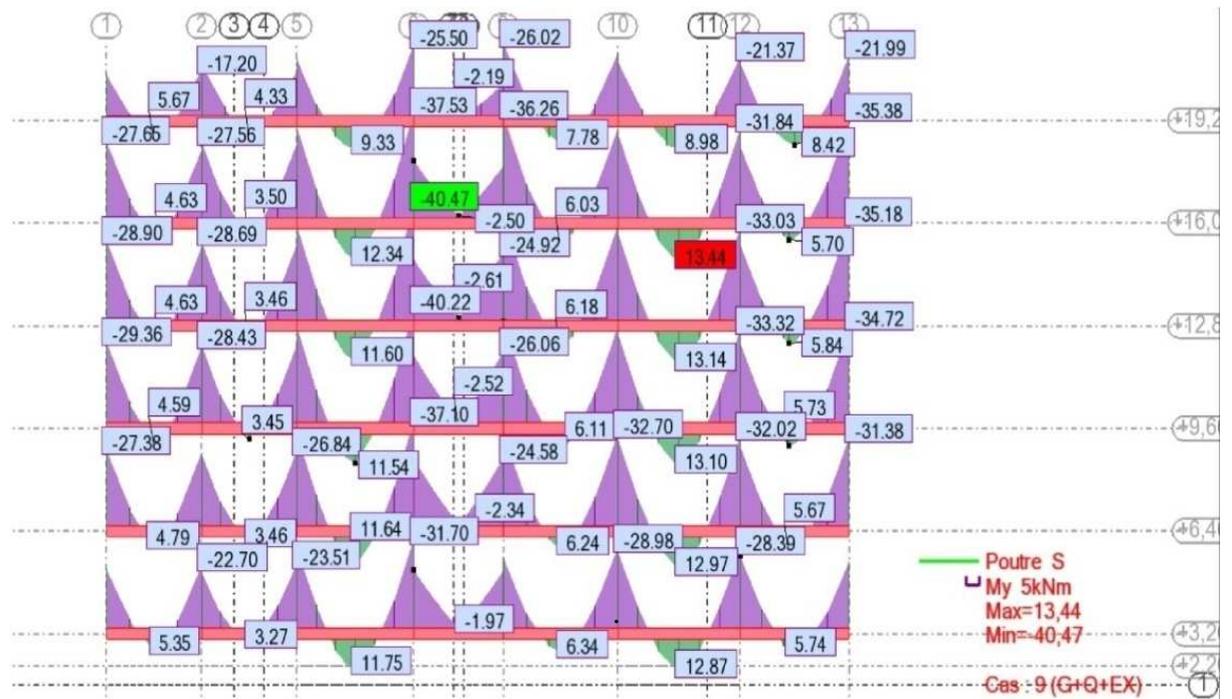


Figure IV.4 : Diagramme des moments à ELA (G+Q+E).

IV.5.2. Poutre Principale : Axe 3/4: +19.20

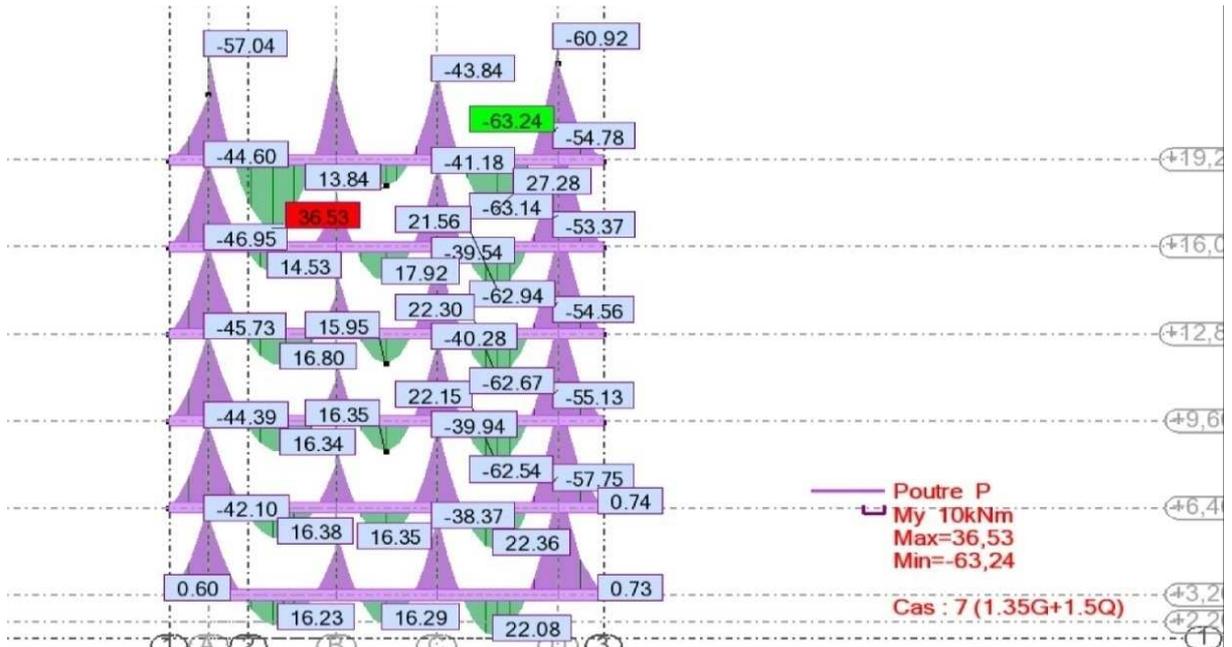


Figure IV.5 : Diagramme des moments à ELU(1.35G+1.5Q).

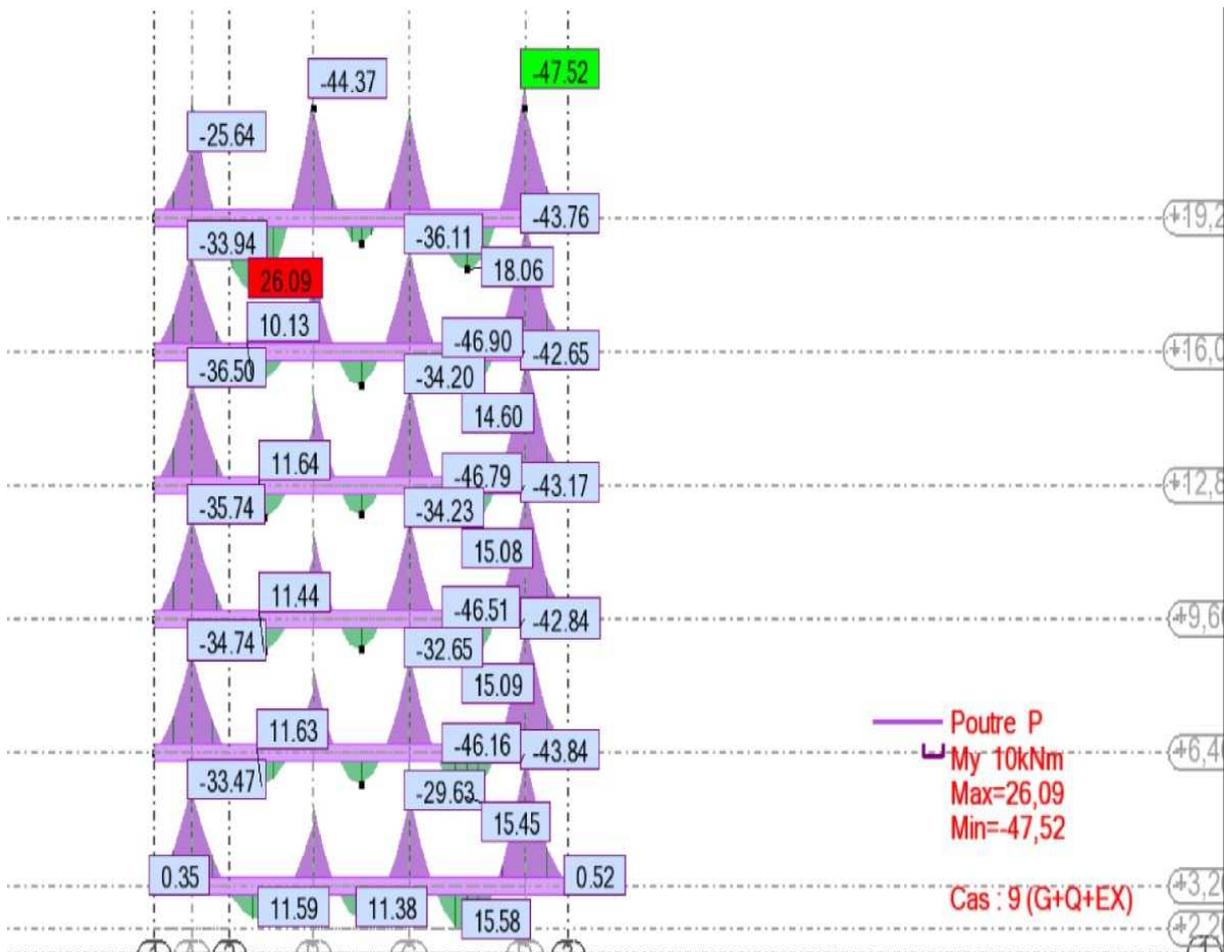


Figure IV.6 : Diagramme des moments à ELA(G+Q+E).

IV.6. Calculs d'efforts tranchant

IV.6.1. Poutre Secondaire : AXE x : +6.40

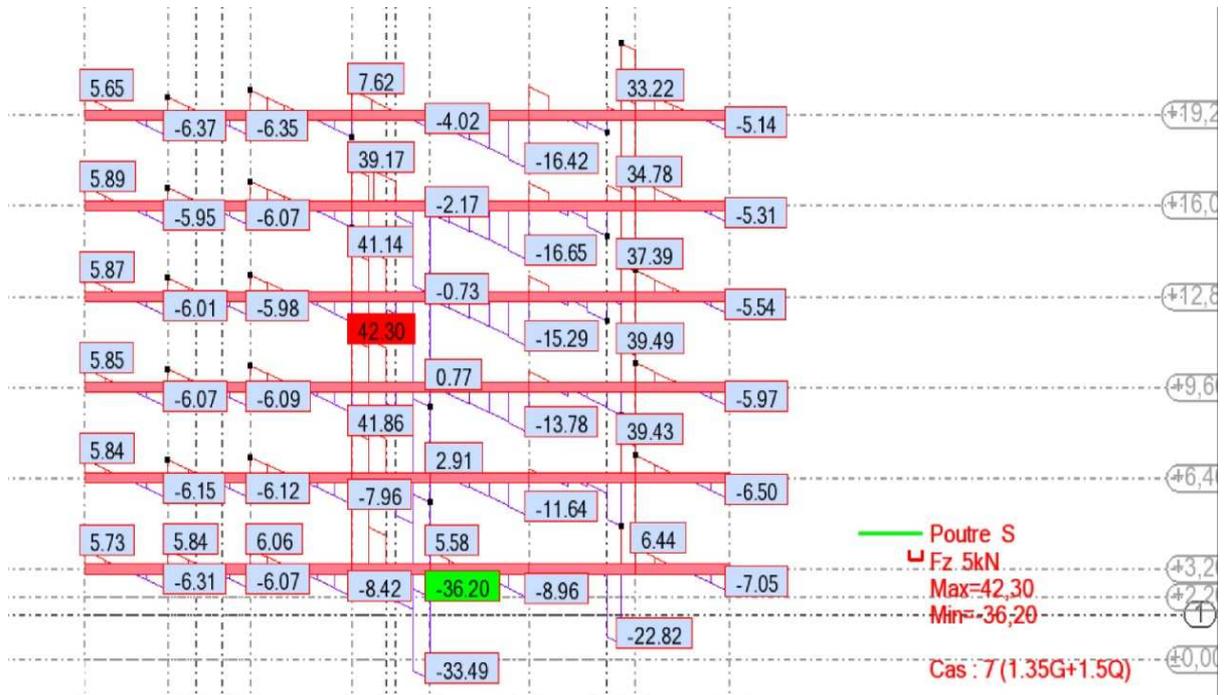


Figure IV.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU (1.35G+1.5Q).

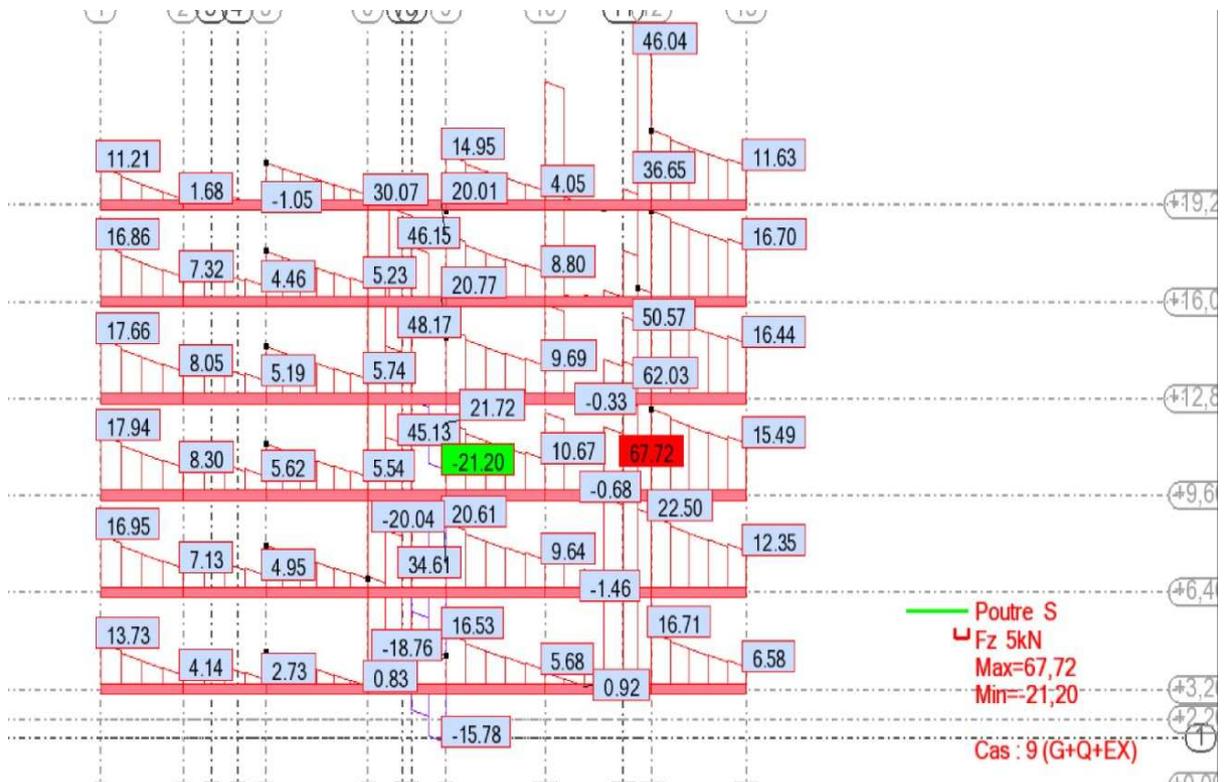


Figure IV.8 : Diagramme des efforts tranchants à ELA (G+Q+E).

IV.6.2. Poutre Principale : Axe 3/4: +19.20

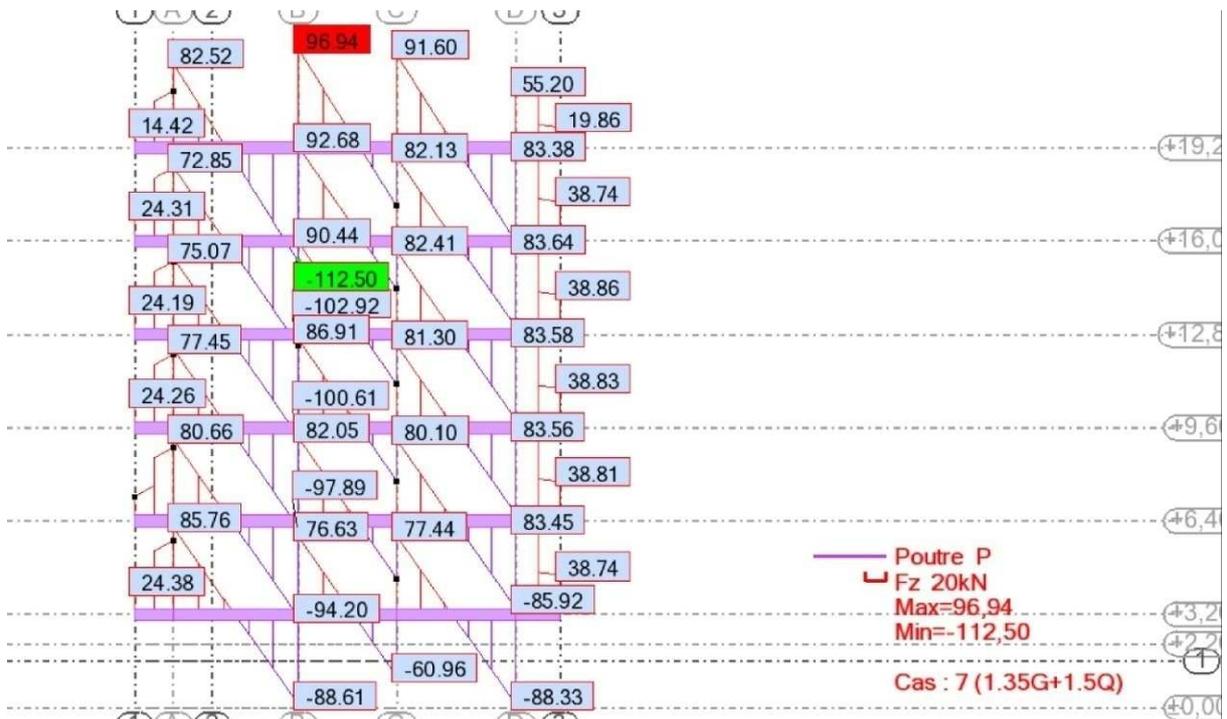


Figure IV.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU (1.35G+1.5Q).

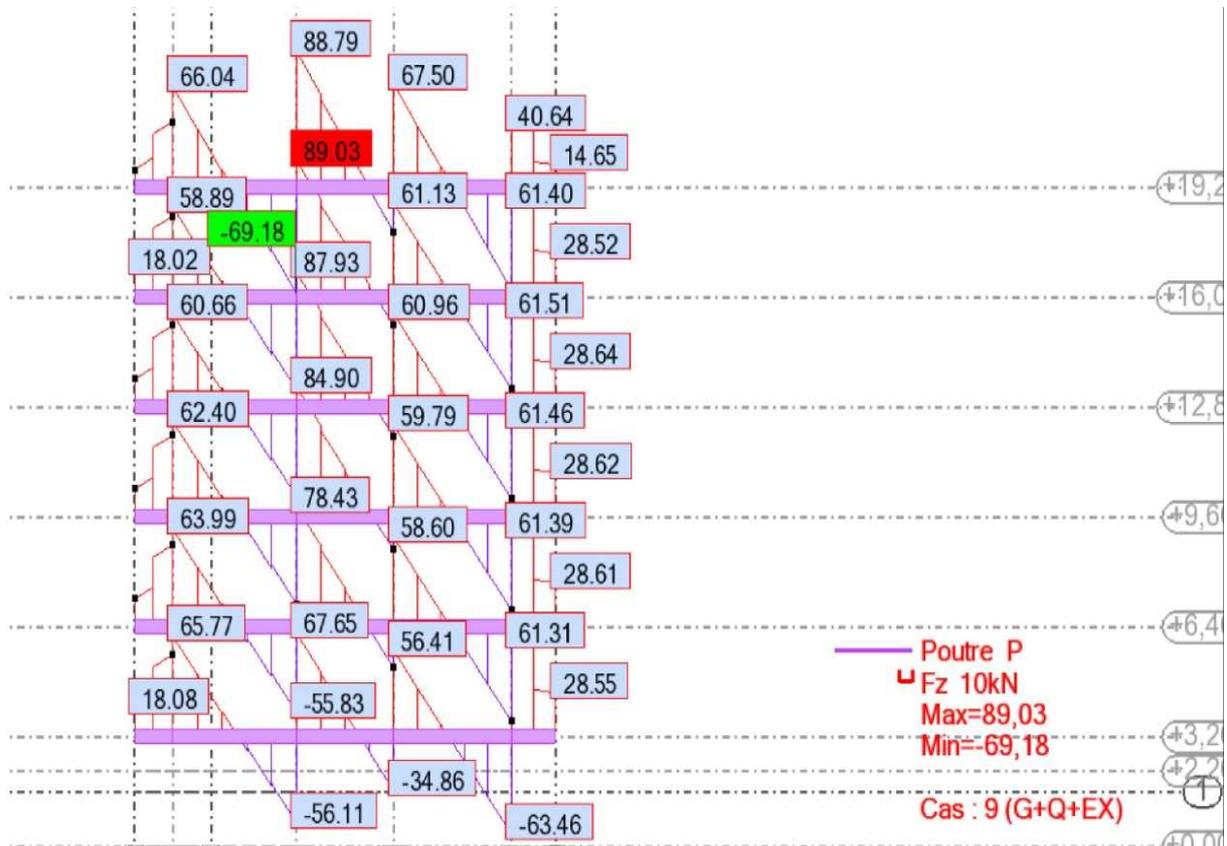


Figure IV.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELA (G+Q+E).

IV.7. Les poteaux

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
4/	7/	13 (C) (CQC)	401,06	-10,31	19,81
4/	7/	14 (C) (CQC)	1,06	2,89	-13,56
4/	7/	15 (C) (CQC)	1481,49	-47,06	4,22
4/	7/	16 (C) (CQC)	-1079,37	39,64	2,04
4/	8/	13 (C) (CQC)	357,12	-12,33	1,58
4/	8/	14 (C) (CQC)	63,19	-11,18	-15,41
4/	8/	15 (C) (CQC)	1152,19	-15,84	-4,40
4/	8/	16 (C) (CQC)	-731,88	-7,66	-9,42
1264/	646/	13 (C) (CQC)	135,31	-26,86	33,92
1264/	646/	14 (C) (CQC)	81,88	-5,38	-32,00
1264/	646/	15 (C) (CQC)	137,20	-79,91	4,86
1264/	646/	16 (C) (CQC)	79,98	47,66	-2,93
1264/	696/	13 (C) (CQC)	125,89	7,24	38,92
1264/	696/	14 (C) (CQC)	72,46	32,29	-41,78
1264/	696/	15 (C) (CQC)	127,78	-55,39	3,31
1264/	696/	16 (C) (CQC)	70,56	94,92	-6,17
1275/	654/	13 (C) (CQC)	165,04	17,91	49,33
1275/	654/	14 (C) (CQC)	146,20	22,64	-18,13
1275/	654/	15 (C) (CQC)	178,00	2,08	24,59
1275/	654/	16 (C) (CQC)	133,24	38,46	6,61
1275/	704/	13 (C) (CQC)	155,63	-22,36	21,64
1275/	704/	14 (C) (CQC)	136,78	-15,49	-53,43
1275/	704/	15 (C) (CQC)	168,58	-42,81	-6,09
1275/	704/	16 (C) (CQC)	123,82	4,96	-25,71

Tableau IV.5 : Efforts et moments maximum dans les poteaux.

IV.8. Les contreventements (voiles)

IV.8.1. Dans le sens (y)

Panneau/Coupe/Cas			NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
117/	5-7/	7 (C)	-1511,76	54,08	13,51
117/	5-7/	8 (C)	-1105,82	39,57	9,55
117/	5-7/	11 (C) (CQC)	-929,58	3560,78	561,39
117/	5-7/	12 (C) (CQC)	-1282,06	-3481,63	-542,29
117/	5-7/	19 (C) (CQC)	-607,54	3549,35	556,19
117/	5-7/	20 (C) (CQC)	-960,02	-3493,05	-547,49
873/	9-8/	7 (C)	-1336,03	28,49	-2,62
873/	9-8/	8 (C)	-977,20	21,10	-1,98
873/	9-8/	11 (C) (CQC)	-795,43	2447,21	591,77
873/	9-8/	12 (C) (CQC)	-1158,98	-2405,00	-595,73
873/	9-8/	19 (C) (CQC)	-510,37	2443,01	591,90
873/	9-8/	20 (C) (CQC)	-873,91	-2409,21	-595,61
999/	497-498/	7 (C)	-1094,83	18,76	2,16
999/	497-498/	8 (C)	-800,96	14,02	1,54
999/	497-498/	11 (C) (CQC)	-634,75	1455,44	460,95
999/	497-498/	12 (C) (CQC)	-967,17	-1427,40	-457,86
999/	497-498/	19 (C) (CQC)	-402,37	1453,52	460,25
999/	497-498/	20 (C) (CQC)	-734,78	-1429,32	-458,56
1125/	547-548/	7 (C)	-847,65	6,27	5,78
1125/	547-548/	8 (C)	-620,36	4,86	4,22
1125/	547-548/	11 (C) (CQC)	-480,60	717,01	323,26
1125/	547-548/	12 (C) (CQC)	-760,11	-707,29	-314,82

1125/ 547-548/ 19 (C) (CQC)	-302,31	717,61	321,98
1125/ 547-548/ 20 (C) (CQC)	-581,82	-706,70	-316,09
1251/ 597-598/ 7 (C)	-593,46	-7,14	4,30
1251/ 597-598/ 8 (C)	-434,64	-5,02	3,20
1251/ 597-598/ 11 (C) (CQC)	-327,73	258,04	178,46
1251/ 597-598/ 12 (C) (CQC)	-541,56	-268,09	-172,07
1251/ 597-598/ 19 (C) (CQC)	-205,12	260,99	177,87
1251/ 597-598/ 20 (C) (CQC)	-418,95	-265,14	-172,66
1377/ 647-648/ 7 (C)	-325,35	-11,23	-7,63
1377/ 647-648/ 8 (C)	-238,70	-8,20	-5,38
1377/ 647-648/ 11 (C) (CQC)	-172,62	130,39	65,72
1377/ 647-648/ 12 (C) (CQC)	-304,77	-146,78	-76,48
1377/ 647-648/ 19 (C) (CQC)	-108,28	132,88	68,76
1377/ 647-648/ 20 (C) (CQC)	-240,43	-144,29	-73,44

Tableau IV.6 : les efforts et les moments 1.35G+1.5Q.

IV.8.2. Dans le sens (x)

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
121/ 25-3339/ 7 (C)	-1954,10	-147,29	22,67
121/ 25-3339/ 8 (C)	-1424,37	-107,20	16,48
121/ 25-3339/ 9 (C) (CQC)	-1339,84	2704,15	796,60
121/ 25-3339/ 10 (C) (CQC)	-1508,90	-2918,55	-763,64
121/ 25-3339/ 17 (C) (CQC)	-888,58	2739,27	791,03
121/ 25-3339/ 18 (C) (CQC)	-1057,64	-2883,43	-769,20
877/ 26-126/ 7 (C)	-1700,61	-111,28	-7,77
877/ 26-126/ 8 (C)	-1239,51	-80,90	-5,78
877/ 26-126/ 9 (C) (CQC)	-1115,15	1621,49	685,12
877/ 26-126/ 10 (C) (CQC)	-1363,87	-1783,28	-696,69
877/ 26-126/ 17 (C) (CQC)	-721,78	1648,71	686,05
877/ 26-126/ 18 (C) (CQC)	-970,49	-1756,06	-695,76
1003/ 508-144/ 7 (C)	-1401,31	-79,46	-17,42
1003/ 508-144/ 8 (C)	-1021,50	-57,78	-12,82
1003/ 508-144/ 9 (C) (CQC)	-924,99	870,40	509,37
1003/ 508-144/ 10 (C) (CQC)	-1118,01	-985,95	-535,02
1003/ 508-144/ 17 (C) (CQC)	-601,84	889,77	512,51
1003/ 508-144/ 18 (C) (CQC)	-794,86	-966,58	-531,88
1129/ 558-162/ 7 (C)	-1081,20	-46,11	-23,93
1129/ 558-162/ 8 (C)	-788,38	-33,57	-17,58
1129/ 558-162/ 9 (C) (CQC)	-738,32	395,65	339,28
1129/ 558-162/ 10 (C) (CQC)	-838,44	-462,79	-374,44
1129/ 558-162/ 17 (C) (CQC)	-490,59	406,62	343,86
1129/ 558-162/ 18 (C) (CQC)	-590,71	-451,82	-369,86
1255/ 608-168/ 7 (C)	-744,98	-7,85	-27,12
1255/ 608-168/ 8 (C)	-543,52	-5,76	-19,91
1255/ 608-168/ 9 (C) (CQC)	-520,53	222,63	172,01
1255/ 608-168/ 10 (C) (CQC)	-566,51	-234,15	-211,83
1255/ 608-168/ 17 (C) (CQC)	-351,94	224,18	177,29
1255/ 608-168/ 18 (C) (CQC)	-397,92	-232,60	-206,55
1381/ 658-174/ 7 (C)	-385,02	46,17	-37,05
1381/ 658-174/ 8 (C)	-281,24	33,69	-27,08
1381/ 658-174/ 9 (C) (CQC)	-274,40	225,44	70,46
1381/ 658-174/ 10 (C) (CQC)	-288,08	-158,06	-124,61
1381/ 658-174/ 17 (C) (CQC)	-189,64	215,01	78,50
1381/ 658-174/ 18 (C) (CQC)	-203,32	-168,49	-116,57

Tableau IV.7 : les efforts et les moments 1.35*G+1.5Q.

V.1. Calcul du ferrailage des poteaux en Flexion composée

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux se calcul en fonction de l'excentricité du à la présence d'un effort de compression et des moments fléchissant (flexion composée).

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée en doit vérifier la formule suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times bd \times (f_{c28}/F_e)$$

• Condition de l'RPA :

Pour les armatures longitudinales elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% de la section totale du béton.
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 3% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
4/	7/	13 (C)	401,06	-10,31	19,81
(CQC)					
4/	7/	14 (C)	1,06	2,89	-13,56
(CQC)					
4/	7/	15 (C)	1481,49	-47,06	4,22
(CQC)					
4/	7/	16 (C)	-1079,37	39,64	2,04
(CQC)					
4/	8/	13 (C)	357,12	-12,33	1,58
(CQC)					
4/	8/	14 (C)	63,19	-11,18	-15,41
(CQC)					
4/	8/	15 (C)	1152,19	-15,84	-4,40
(CQC)					
4/	8/	16 (C)	-731,88	-7,66	-9,42
(CQC)					
1264/	646/	13 (C)	135,31	-26,86	33,92
(CQC)					
1264/	646/	14 (C)	81,88	-5,38	-32,00
(CQC)					
1264/	646/	15 (C)	137,20	-79,91	4,86
(CQC)					
1264/	646/	16 (C)	79,98	47,66	-2,93
(CQC)					
1264/	696/	13 (C)	125,89	7,24	38,92
(CQC)					
1264/	696/	14 (C)	72,46	32,29	-41,78
(CQC)					
1264/	696/	15 (C)	127,78	-55,39	3,31
(CQC)					
1264/	696/	16 (C)	70,56	94,92	-6,17
(CQC)					
1275/	654/	13 (C)	165,04	17,91	49,33
(CQC)					
1275/	654/	14 (C)	146,20	22,64	-18,13
(CQC)					
1275/	654/	15 (C)	178,00	2,08	24,59
(CQC)					
1275/	654/	16 (C)	133,24	38,46	6,61
(CQC)					
1275/	704/	13 (C)	155,63	-22,36	21,64
(CQC)					
1275/	704/	14 (C)	136,78	-15,49	-53,43
(CQC)					
1275/	704/	15 (C)	168,58	-42,81	-6,09
(CQC)					
1275/	704/	16 (C)	123,82	4,96	-25,71
(CQC)					

Tableau V.1 : Efforts et moments maximum dans les poteaux.

- Ferrailage des poteaux niveaux RDC,1er étage

Type	Elets	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	A_{s1} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	
ELA	49	48,40	311,25	2.8	(2HA16+ 1HA14)=5.56	2.8	(2HA16+ 1HA14)=5.56	$M_s =$ 26..86kn.m $\sigma'_b = 5.1$ MPa $\sigma_a = 53$ MPa

- Ferrailage des poteaux niveaux 2ème, 3ème étage

type	Elets	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	A_{s1} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	
ELA	866	73,81	192,67	2.8	(2HA14+ 1HA12)=4.21	2.8	(2HA14+ 1HA12)=4.21	$M_s = 27.13$ kn.m $\sigma'_b = 5.1$ MPa $\sigma_a = 53.5$ MPa

- Ferrailage des poteaux niveaux 4^{ème} ,5ème étage

type	Elets	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	A_{s1} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	
ELA	1292	94.92	70.56	5.8	(3HA16+ 1HA14)=7.57	5.8	(3HA16+ 1HA14)=7.57	$M_s = 30.26$ $\sigma'_b = 5.7$ MPa $\sigma_a = 59.7$ MPa

➤ 3. ferrailage selon le R.P.A 99

Le pourcentage minimal en zone IIa est 0.8%

$$A_{min} = 0.008. b. h \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 9.00 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T14+4T12 = 10.68 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal :

- zone courante 4% $\Rightarrow A_{max} = 48.00 \text{ cm}^2$

- zone de recouvrement 6% $\Rightarrow A_{max} = 72.00 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimum est de 12 mm

V.2. Calcul du ferrailage des poutres principales en flexion simple

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, dans le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable. Pour le ferrailage des poutres on distingue deux zones : zone en travée et zone en appuis.

- **Condition de non fragilité :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion en doit vérifier la formule suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times (f_{c28} / F_e)$$

- **Condition de l'RPA :**

Le ferrailage des poutres doit satisfaire certaines conditions imposées par les règles RPA99.

Pour les armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h).$$

$$A_{\max} = 4\%(b \times h). \text{ Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h). \text{ Zone de recouvrement.}$$

La longueur minimale de recouvrement est 40ϕ

Pour les armatures transversales :

La quantité des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b \text{ avec: } -S: \text{ l'espace max entre les armatures transversales.}$$

$$S \leq \min (h / 4; 12 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{zone nodale.}$$

$$S \leq \min h / 2 \dots \dots \dots \text{zone courante.}$$

- les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui.

a. Ferrailage :

	combinaison	Elets	M (kn.m)	A (cm ²)	A _{adop}	
Appuis	1.35G+1.5Q	266	36,53	2,9	3T14 =4.62	M _s = 26.55 kn.m σ _b ' =4.7 MPa
	G+Q±E	266	26.09	2.0		σ _a =170.6 MPa
Travées	1.35G+1.5Q	415	27.28	2.1	3T12 =3.39	M _s = 25.18 kn.m
	G+Q±E	415	18.06	1.4		σ _b ' = 5 MPa σ _a = 216.8 MPa

$$A_{\min} = 0,23. d . b. f_{t28} / f_c \quad A_{\min} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux selon le R.P.A 99 est 0.5%. Donc

$$A_{\min} = 0,005. b. h \quad \rightarrow A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$$

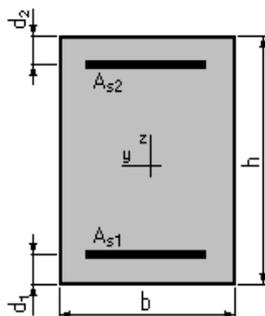
b. Vérification de la flèche :

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

Section



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

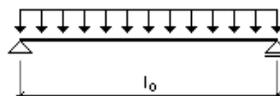
$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

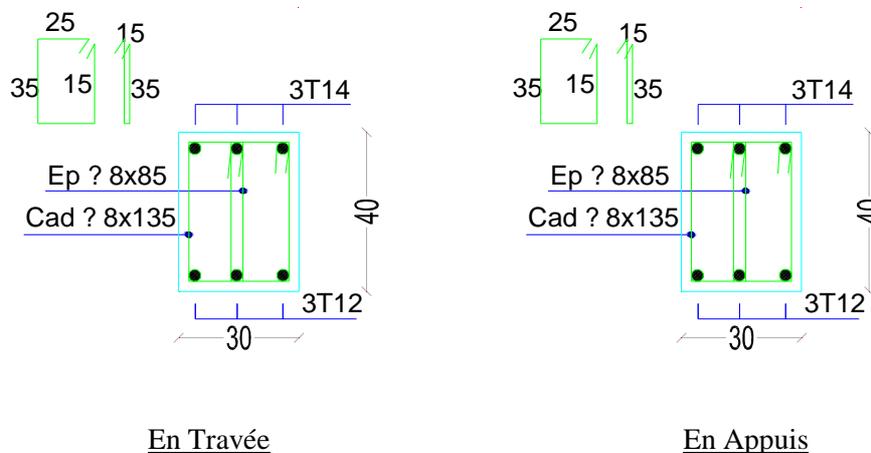
$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

Schéma statique

$$l_0 = 4,0 \text{ (m)}$$



3. Hypothèses de calcul :Facteur de flèche : $k=1$ **Chargement :**Moment dû à la charge permanente : $M_g = 0,00$ (kN*m)Moment dû à la charge totale : $M_p = 27.28$ (kN*m)Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0,00$ (kN*m)Section des armatures : $A_{s1} = 2.1$ (cm²) $A_{s2} = 0,0$ (cm²)Densité du ferrailage : $\rho = 0,41$ (%)Densité du ferrailage minimale : $\rho_{\min} = 0,10$ (%)**4. Résultats :**Flèche totale : $f_t = 3,9$ (mm) < $f_{adm} = l_0 / 400,00 = 10,0$ (mm) f_t - flèche nuisible f_{adm} - flèche admissible**F. disposition constructive :**

Ferrailage PR 1 (30x40)

V.3. Calcul du ferrailage des poutres secondaire en flexion simple

Chainage (30x35)

b. Combinaisons d'action :

Les combinaisons à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul d'après le RPA 2003 sont :

La combinaison ELU : 1.35G+1.5Q.	Art. A.3.3.2. CBA93.
La combinaison ELS : G+ Q.	Art. A.3.3.3. CBA93.
La combinaison ELA : G+ Q± E.	(5-1).Art. 5.2 RPA2003
La combinaison ELA : 0.8G± E.	(5-2).Art. 5.2 RPA2003

d. Ferrailage :

	combinaison	Elets	M (kn.m)	A S1 (cm ²)	A _{adop}	
Appuis	1.35G+1.5Q	289	18.47	1.7	3T12 = 3.39	M _s = 13.59 kn.m $\sigma'_b = 3.4$ MPa
	G+Q±E	289	13.44	1.2		$\sigma_a = 135.5$ MPa
Travées	1.35G+1.5Q	582	18.34	1.7	3T12 = 3.39	M _s = 12.98 kn.m $\sigma'_b = 3.3$ MPa
	G+Q±E	582	13.14	1.2		$\sigma_a = 129.5$ MPa

$$A_{\min} = 0,23. d . b. f_{t28} / f_c \quad A_{\min} = 1.01 \text{cm}^2$$

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux selon le R.P.A 99 est 0.5%. Donc

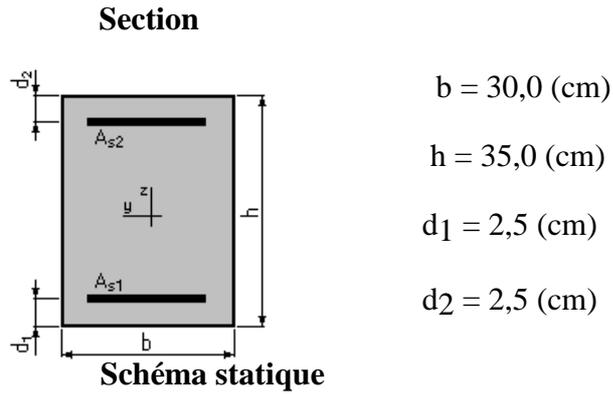
$$A_{\min} = 0,005. b. h \quad \rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{cm}^2$$

E. Vérification de la flèche :

1. Hypothèse :

- Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)
- Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)
- Calculs suivant BAEL 91 mod. 99

2. Géométrie :

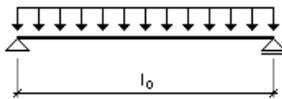


$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$



$$l_0 = 4,5 \text{ (m)}$$

3. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $k=1$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Moment dû à la charge totale : $M_p = 18,34 \text{ (kN*m)}$

Moment dû aux charges par cloisons : $M_j = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Section des armatures : $A_{s1} = 1,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$A_{s2} = 2,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Densité du ferrailage : $\rho = 0,35 \text{ (\%)}$

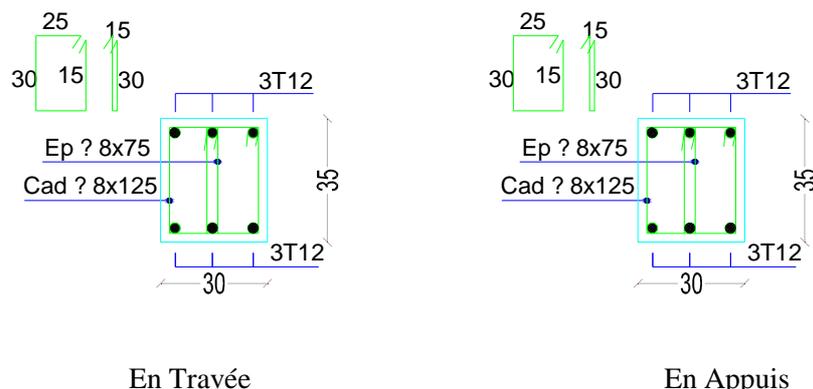
Densité du ferrailage minimale : $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

4. Résultats :

Flèche totale : $f_t = 1,6 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 400,00 = 11,25 \text{ (mm)}$

f_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

F. disposition constructive :

Ferrailage CH 1 (30x35)

V.4. Calcul du ferrailage des voiles en Flexion composée**a) Combinaisons d'action :**

Les combinaisons à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul d'après le RPA 2003 sont :

La combinaison ELU : $1.35G+1.5Q$. Art. A.3.3.2. CBA93.

La combinaison ELS : $G+ Q$. Art. A.3.3.3. CBA93.

La combinaison GQE : $G+ Q\pm E$. (5-3).Art. 5.2 RPA03

b) Efforts internes**V.4.1. Dans le sens (y)**

Panneau/Coupe/Cas			NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
117/	5-7/	7 (C)	-1511,76	54,08	13,51
117/	5-7/	8 (C)	-1105,82	39,57	9,55
117/	5-7/	11 (C) (CQC)	-929,58	3560,78	561,39
117/	5-7/	12 (C) (CQC)	-1282,06	-3481,63	-542,29
117/	5-7/	19 (C) (CQC)	-607,54	3549,35	556,19
117/	5-7/	20 (C) (CQC)	-960,02	-3493,05	-547,49
873/	9-8/	7 (C)	-1336,03	28,49	-2,62
873/	9-8/	8 (C)	-977,20	21,10	-1,98
873/	9-8/	11 (C) (CQC)	-795,43	2447,21	591,77
873/	9-8/	12 (C) (CQC)	-1158,98	-2405,00	-595,73
873/	9-8/	19 (C) (CQC)	-510,37	2443,01	591,90
873/	9-8/	20 (C) (CQC)	-873,91	-2409,21	-595,61
999/	497-498/	7 (C)	-1094,83	18,76	2,16
999/	497-498/	8 (C)	-800,96	14,02	1,54
999/	497-498/	11 (C) (CQC)	-634,75	1455,44	460,95
999/	497-498/	12 (C) (CQC)	-967,17	-1427,40	-457,86
999/	497-498/	19 (C) (CQC)	-402,37	1453,52	460,25
999/	497-498/	20 (C) (CQC)	-734,78	-1429,32	-458,56

1125/ 547-548/ 7 (C)	-847,65	6,27	5,78
1125/ 547-548/ 8 (C)	-620,36	4,86	4,22
1125/ 547-548/ 11 (C) (CQC)	-480,60	717,01	323,26
1125/ 547-548/ 12 (C) (CQC)	-760,11	-707,29	-314,82
1125/ 547-548/ 19 (C) (CQC)	-302,31	717,61	321,98
1125/ 547-548/ 20 (C) (CQC)	-581,82	-706,70	-316,09
1251/ 597-598/ 7 (C)	-593,46	-7,14	4,30
1251/ 597-598/ 8 (C)	-434,64	-5,02	3,20
1251/ 597-598/ 11 (C) (CQC)	-327,73	258,04	178,46
1251/ 597-598/ 12 (C) (CQC)	-541,56	-268,09	-172,07
1251/ 597-598/ 19 (C) (CQC)	-205,12	260,99	177,87
1251/ 597-598/ 20 (C) (CQC)	-418,95	-265,14	-172,66
1377/ 647-648/ 7 (C)	-325,35	-11,23	-7,63
1377/ 647-648/ 8 (C)	-238,70	-8,20	-5,38
1377/ 647-648/ 11 (C) (CQC)	-172,62	130,39	65,72
1377/ 647-648/ 12 (C) (CQC)	-304,77	-146,78	-76,48
1377/ 647-648/ 19 (C) (CQC)	-108,28	132,88	68,76
1377/ 647-648/ 20 (C) (CQC)	-240,43	-144,29	-73,44

Tableau V.2 : les efforts et les moments $G+Q+E_y$.

c) Ferrailage

1) Sens Y - Y (voile N°1)

VOILES	NIV1 (RDC)	NIV2 (1ère, 2ème étage)	NIV3 (3ème étage, 4ème étage, 5ème étage)
DONNEES			
N(kN) : Effort Normal	-1282.06	-1158.98	-760.11
M(kN.m) : Moment de flexion	3481.63	2405.00	707.29
T(kN) : Effort tranchant	542.29	595.73	314.82
L(cm) : Longueur du voile	360.0	360.0	360.0
e(cm) : Epaisseur du voile	16.0	16.0	16.0
Section d'armature "As" (cm ²)	40.6/face	39.1/face	15.0/face
Section minimale (cm ²) Amin =0,002xLxe	11.52	11.52	11.52
Section d'armature adoptée "As" (cm ²)	25T16=50.27	25T16=50.27	25T10=19.63

V.4.2. Dans le sens (x)

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
121/ 25-3339/ 7 (C)	-1954,10	-147,29	22,67
121/ 25-3339/ 8 (C)	-1424,37	-107,20	16,48
121/ 25-3339/ 9 (C) (CQC)	-1339,84	2704,15	796,60
121/ 25-3339/ 10 (C) (CQC)	-1508,90	-2918,55	-763,64
121/ 25-3339/ 17 (C) (CQC)	-888,58	2739,27	791,03
121/ 25-3339/ 18 (C) (CQC)	-1057,64	-2883,43	-769,20
877/ 26-126/ 7 (C)	-1700,61	-111,28	-7,77
877/ 26-126/ 8 (C)	-1239,51	-80,90	-5,78
877/ 26-126/ 9 (C) (CQC)	-1115,15	1621,49	685,12
877/ 26-126/ 10 (C) (CQC)	-1363,87	-1783,28	-696,69
877/ 26-126/ 17 (C) (CQC)	-721,78	1648,71	686,05
877/ 26-126/ 18 (C) (CQC)	-970,49	-1756,06	-695,76

1003/ 508-144/ 7 (C)	-1401,31	-79,46	-17,42
1003/ 508-144/ 8 (C)	-1021,50	-57,78	-12,82
1003/ 508-144/ 9 (C) (CQC)	-924,99	870,40	509,37
1003/ 508-144/ 10 (C) (CQC)	-1118,01	-985,95	-535,02
1003/ 508-144/ 17 (C) (CQC)	-601,84	889,77	512,51
1003/ 508-144/ 18 (C) (CQC)	-794,86	-966,58	-531,88
1129/ 558-162/ 7 (C)	-1081,20	-46,11	-23,93
1129/ 558-162/ 8 (C)	-788,38	-33,57	-17,58
1129/ 558-162/ 9 (C) (CQC)	-738,32	395,65	339,28
1129/ 558-162/ 10 (C) (CQC)	-838,44	-462,79	-374,44
1129/ 558-162/ 17 (C) (CQC)	-490,59	406,62	343,86
1129/ 558-162/ 18 (C) (CQC)	-590,71	-451,82	-369,86
1255/ 608-168/ 7 (C)	-744,98	-7,85	-27,12
1255/ 608-168/ 8 (C)	-543,52	-5,76	-19,91
1255/ 608-168/ 9 (C) (CQC)	-520,53	222,63	172,01
1255/ 608-168/ 10 (C) (CQC)	-566,51	-234,15	-211,83
1255/ 608-168/ 17 (C) (CQC)	-351,94	224,18	177,29
1255/ 608-168/ 18 (C) (CQC)	-397,92	-232,60	-206,55
1381/ 658-174/ 7 (C)	-385,02	46,17	-37,05
1381/ 658-174/ 8 (C)	-281,24	33,69	-27,08
1381/ 658-174/ 9 (C) (CQC)	-274,40	225,44	70,46
1381/ 658-174/ 10 (C) (CQC)	-288,08	-158,06	-124,61
1381/ 658-174/ 17 (C) (CQC)	-189,64	215,01	78,50
1381/ 658-174/ 18 (C) (CQC)	-203,32	-168,49	-116,57

Tableau V.3 : Les efforts et les moments $G+Q+E_x$ **2) Sens X - X (voile N°2)**

VOILES	NIV1 RDC	NIV2 (1ère étage, 2ème étage)	NIV2 (3ème étage, 4ème étage, 5ème étage)
DONNEES			
N(kN) : Effort Normal	-1508.90	-1363.87	-838.44
M(kN.m) : Moment de flexion	2918.55	1783.28	462.79
T(kN) : Effort tranchant	763.64	696.69	374.44
L(cm) : Longueur du voile	310.0	310.0	310.0
e(cm) : Epaisseur du voile	16.0	16.0	16.0
Section d'armature "As" (cm ²)	42.8/face	31.7/face	14.3/face
Section minimale (cm ²) Amin = 0,002xLxe	9.6	9.6	9.6
Section d'armature adoptée "As" (cm ²)	22T16=44.23	22T14=33.87	22T10=17.28

VI.1. Les Fondations

VI.1.1. Définition

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.1.2. Rappel

❖ *Les types des fondations*

- Fondation superficielle :
 - ➡ Semelle isolée sous Poteau
 - ➡ Semelle filante continue sous mur
 - ➡ Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - ➡ Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

❖ *Choix des fondations*

- Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol
- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
 - La nature et le poids de la superstructure.
 - La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
 - La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (pour notre cas la contrainte admissible du sol = 20MPa)

❖ *Dimensionnement des fondations*

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

❖ *Stabilité des fondations*

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol

VI.1.3. Combinaisons d'actions à considérer

ELU : 1.35G+1.5Q (B.A.E.L91)

Combinaison accidentelle : G+Q±E.

0.8G±E. (R.P.A.99.Art.10.1.4.1).

ELS: G+Q.

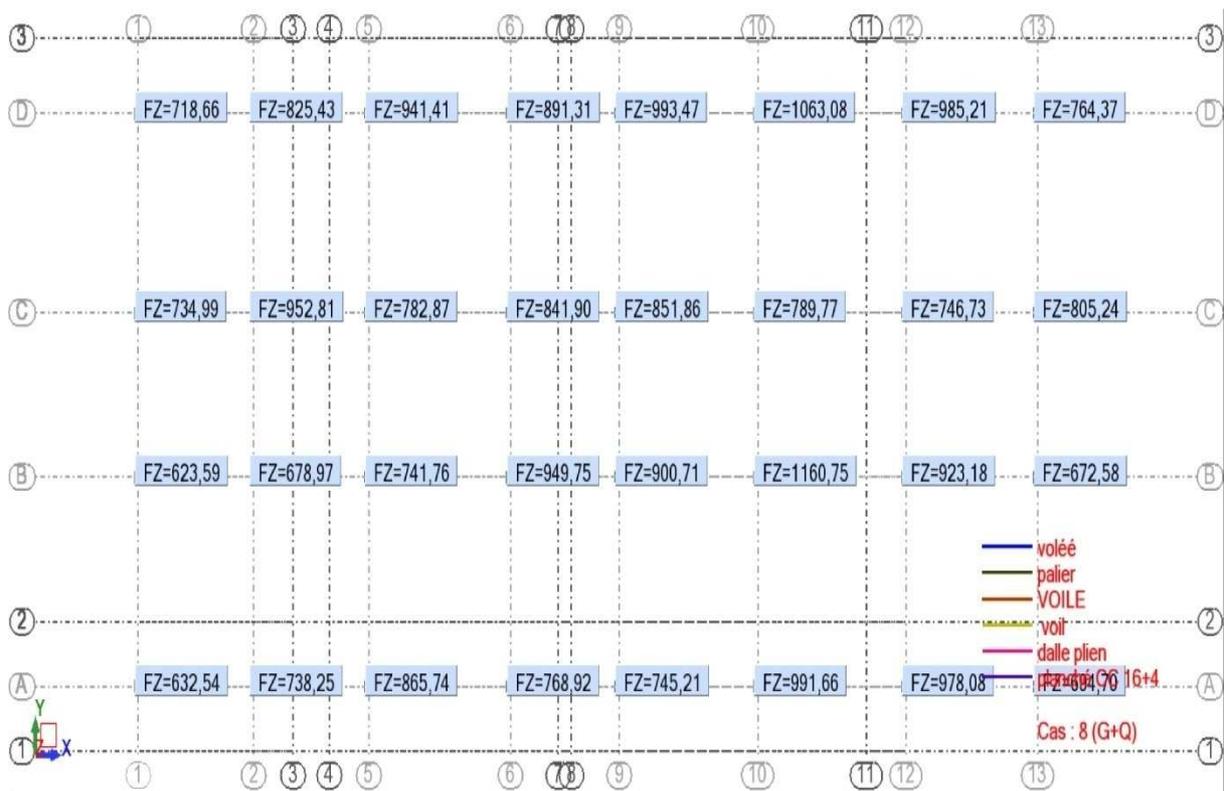


Figure VI.1 : Les réactions des fondations.

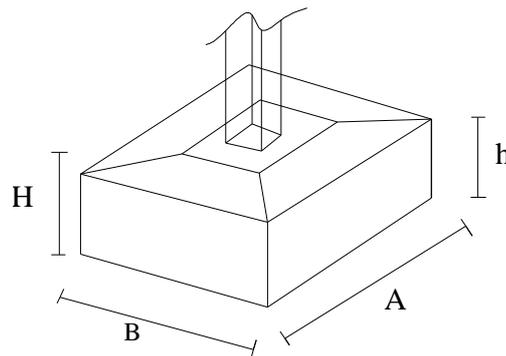
VI.1.4. Calcul des sections

■ Semelle isolée (S1)

$$H=2m \quad , \quad N= 68.47 \quad \sigma_s=2 \text{ bars}$$

$$A = \sqrt{\frac{N * 10^3}{2 * \frac{b}{a}}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{68.47 * 10^3}{2 * \frac{30}{40}}} = 230$$

$$\Rightarrow A = 230 + 20 = 250 \text{ cm}$$



$$B = A * \frac{30}{40} = 190 \text{ cm}$$

$$P_T = A * B * 1,77 * H$$

$$= 2.50 * 1.90 * 1,77 * 2 = 16.81 \text{ m}$$

$$N_t = 68.47 + 16.81 = 85.28 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{85.28 * 10^3}{2 * \frac{30}{40}}} = 250 \text{ cm}$$

$$\text{DONC} \quad A = 250 \text{ cm}, \quad B = 190 \text{ cm}$$

$$H = \frac{240 - 40}{4} + 5 = 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 40 \text{ cm}$$

Ferrailage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$D_a = 52.5 \text{ cm} \quad D_b = 35 \text{ cm} \quad h = 52.5 + 3 + 0.6 = 61.5 = 65 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{95.09(250-40)}{8.52,5.348} = 13.66 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{95.09(190-30)}{8.35.348} = 15.61 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferraillage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferraillage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	13.66	17T12	19.23	15.61	18T12	20.36

Semelle isolée (S2)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}}=2 \text{ bars} \quad N= 78.97\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{78.97 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 240 \quad \Rightarrow A=240+20= 260\text{cm}$$

$$B=260 \cdot 30/40= 200$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2.6 \cdot 2.0 \cdot 1,77 \cdot 2 = 18.40 \text{ t/m}$$

$$N_t = N + P_t = 97.37\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{97.37 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 260 \text{ cm}$$

$$\text{DONC} \quad A = 260 \text{ cm}, B = 200 \text{ cm}$$

$$H = \frac{260-40}{4} + 5 = 60\text{cm} \quad h = \frac{2}{3} H = 40 \text{ cm}$$

Ferraillage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$D_a = 57.5 \text{ cm} \quad D_b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 + 3 + 0.6 = 43.6 = 45 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{105.8(260-40)}{8.57,5.348} = 14,54 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{105.8(200-30)}{8.40.348} = 16.15 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferrailage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferrailage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	14.54	18T12	20.36	16.15	19T12	21.49

➡ Semelle isolée (S3)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \quad N = 89.13\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{89.13 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 250\text{cm} \rightarrow A = 260 + 20 = 280\text{cm}$$

$$B = 280 \cdot \frac{30}{40} = 210 \text{ cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2.8 \cdot 2.1 \cdot 1,77 \cdot 2 = 20.07 \text{ t}$$

$$N_t = N + P_t = 89.13 + 20.07 = 109.20 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{109.20 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 270\text{cm} \quad \text{DONC} \quad A = 270 \text{ cm}, B = 210 \text{ cm} \quad H = \frac{210-40}{4} + 5 = 70 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = \frac{2}{3} H = 50 \text{ cm}$$

Ferrailage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$D_a = 60 \text{ cm} \quad D_b = 42.5 \text{ cm} \quad h = 42.5 + 3 + 0.6 = 46.1 = 50 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{122.5(270-40)}{8.60.348} = 16.86 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{122.5(210-30)}{8.42.5.348} = 18.63 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferraillage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferraillage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	16.86	18T12	20.36	18.63	19T12	21.49

Semelle isolée (S4)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}}=2 \text{ bars} \quad N= 99.34\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot \frac{30}{40}}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{99.34 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 270\text{cm} \Rightarrow A=270+20=290\text{cm}$$

$$B=290 \cdot \frac{30}{40} = 220\text{cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2,8 \cdot 2,10 \cdot 1,77 \cdot 2 = 20.81\text{t}$$

$$N_t = N + P_t = 99.34 + 20.81 = 120.15 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{120.15 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 290 \text{ cm} \quad \text{DONC} \quad A = 290 \text{ cm}, B = 220 \text{ cm}$$

$$H = \frac{290-40}{4} + 5 = 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 50 \text{ cm}$$

Ferraillage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$D_a = 65 \text{ cm} \quad D_b = 45 \text{ cm} \quad h = 45 + 3 + 0.6 = 48.6 = 50 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{135.8(290-40)}{8.65.348} = 18.76 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{135.8(220-30)}{8.45.348} = 20.59 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferrailage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferrailage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	18.76	20T12	22.62	20.59	21T12	23.75

Semelle isolée (S5)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}}=2 \text{ bars} \quad N= 106.30 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{99.34 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 280\text{cm} \Rightarrow A=280+20=300\text{cm}$$

$$B=300 \cdot \frac{30}{40} = 230\text{cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 3,0 \cdot 2,30 \cdot 1,77 \cdot 2 = 24.42 \text{ t}$$

$$N_t = N + P_t = 106.30 + 24.42 = 130.72 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{130.72 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 300 \text{ cm} \quad \text{DONC} \quad A = 290 \text{ cm}, B = 230 \text{ cm}$$

$$H = \frac{300-40}{4} + 5 = 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 50 \text{ cm}$$

Ferrailage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

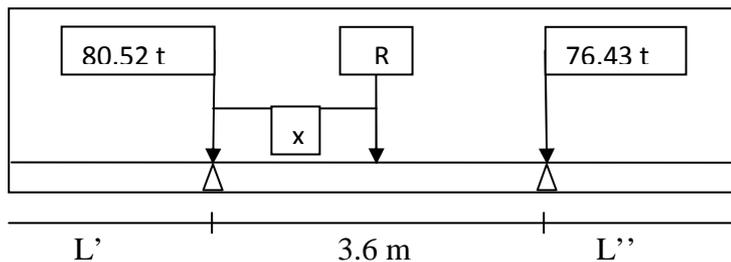
$$D_a = 65 \text{ cm} \quad D_b = 45 \text{ cm} \quad h = 45+3+0.6 = 48.6 = 50 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{135.18(300-40)}{8.65.348} = 19.42 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{135.18(230-30)}{8.45.348} = 21.58 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferraillage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferraillage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	19.42	21T12	23.75	21.58	22T12	24.88

Semelle filante (S.F1)



1-Calcul de centre de gravité de la semelle :

$$X = \frac{P_2 \times l}{P_1 + P_2} = \frac{76.43 \times 3.6}{76.43 + 80.52} = 1.75 \text{ m}$$

On fixe $L' = 1.4 \text{ m} \Rightarrow L' + x = (3.6 - x) + L''$

$$\Rightarrow L'' = 1.3 \text{ m}$$

La longueur de la semelle :

$$L = 3.6 + L' + L'' = 3.6 + 1.4 + 1.3 = 6.3 \text{ m}$$

On pose : $B = 1.70 \text{ m}$

Poids de la semelle :

$$P_s = (1.7 \times 0.3 + 0.4 \times 0.5) \times 6.3 \times 2.5 = 11.20 \text{ t}$$

Vérification des contraintes sous la semelle :

$$\frac{Q_{ser}}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$Q_{ser} = 76.43 + 80.52 + 11.20 = 168.15 \text{ t}$$

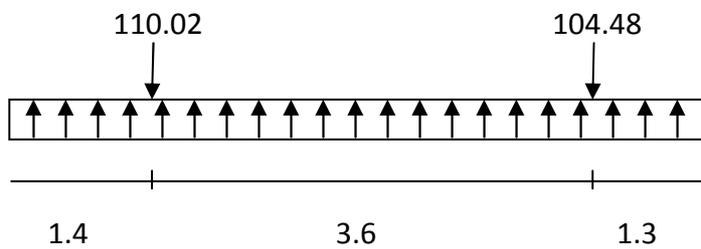
$$\frac{168.15 \times 10^4}{1.70 \times 6.3 \times 10^6} = 0.15 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

⇒ les dimensions de la semelle sont corrects

Calcul du ferrailage :



Diagramme des moments :



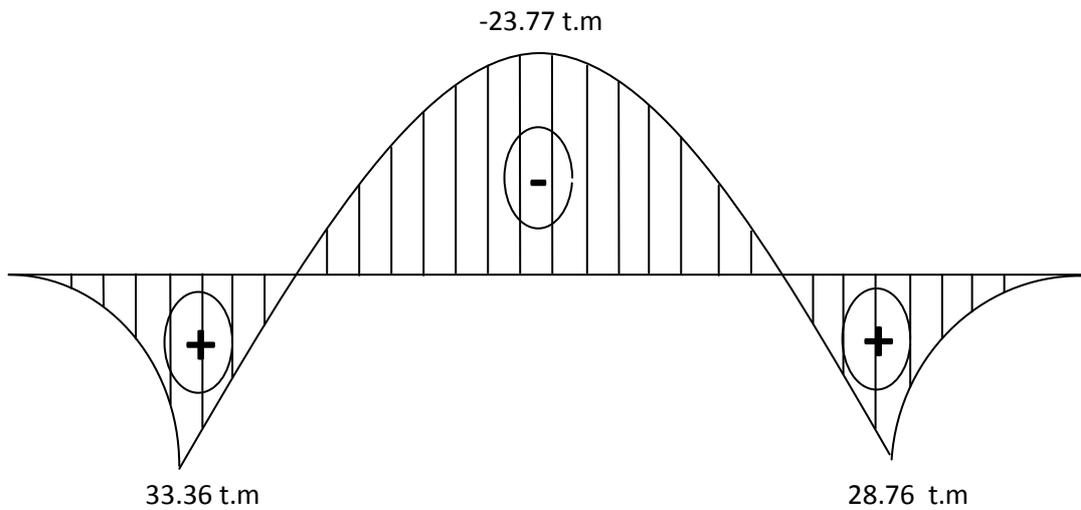
$$\sigma = \frac{P_1 + P_2}{L} = \frac{110.02 + 104.48}{6.3} = 34.04 \text{ MPa}$$

$$M_t = -23.77 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 33.36 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 28.76 \text{ t.m}$$

Diagramme des moments :



Calcul des armatures :

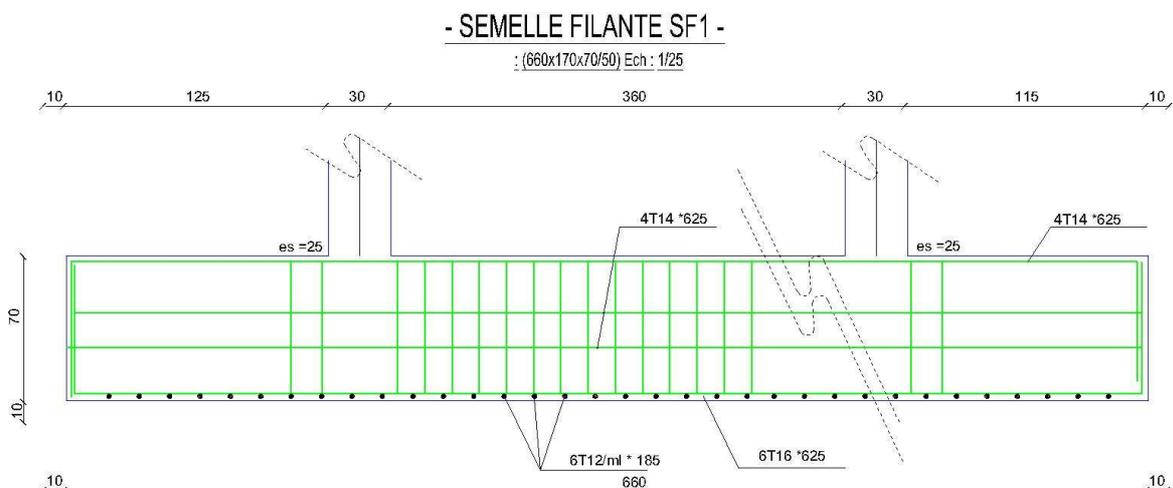
Section de la poutre 50×70 , flexion simple :

$$A_t = 10.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 + 4HA14 = 18.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{a1} = 15.0 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 + 4HA12 = 16.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 12.90 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :



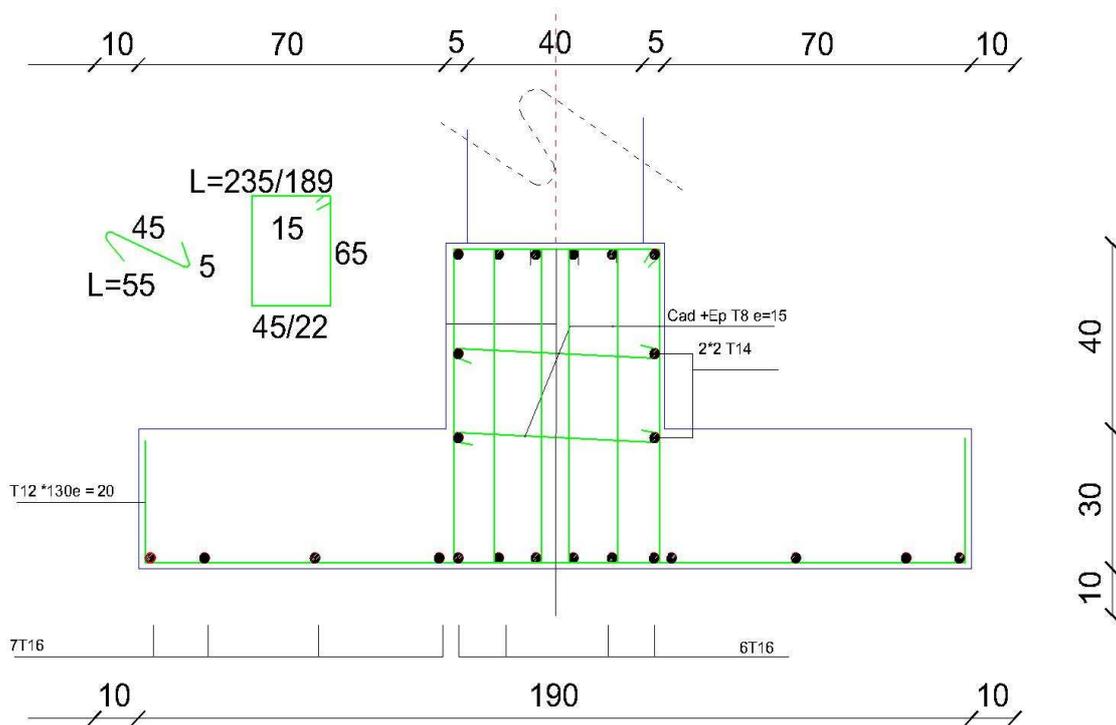
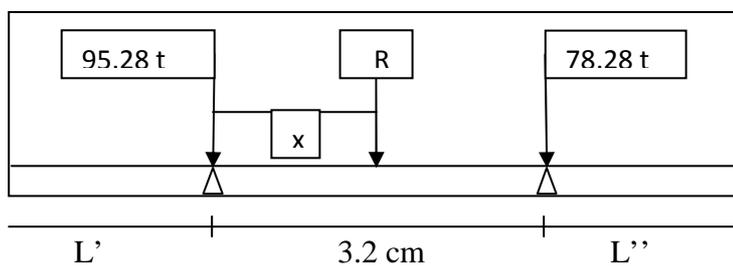


Figure VI.2 : Coupe semelle 1-1.

Semelle filante (S.F2)



1-Calcul de centre de gravité de la semelle :

$$X = \frac{P_2 \times l}{P_1 + P_2} = \frac{78.28 \times 3.2}{78.28 + 95.28} = 1.45 \text{ m}$$

On fixe $L' = 1.5 \text{ m} \Rightarrow L' + x = (3.2 - x) + L''$

$$\Rightarrow L'' = 1.2\text{m}$$

La longueur de la semelle :

$$L = 2.1 + L' + L'' = 3.2 + 1.5 + 1.2 = 5.9 \text{ m}$$

On pose : $B = 2.10 \text{ m}$

Poids de la semelle :

$$P_S = (2.1 \times 0.3 + 0.4 \times 0.5) \times 5.9 \times 25 = 12.24 \text{ t}$$

Vérification des contraintes sous la semelle :

$$\frac{Q_{ser}}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$Q_{ser} = 78.28 + 95.28 + 10.20 = 185.8 \text{ t}$$

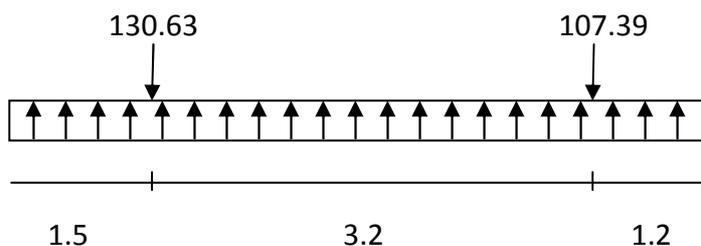
$$\frac{185.8 \times 10^4}{2.10 \times 5.9 \times 10^6} = 0.15 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow les dimensions de la semelle sont corrects

Calcul du ferrailage :



Diagramme des moments :



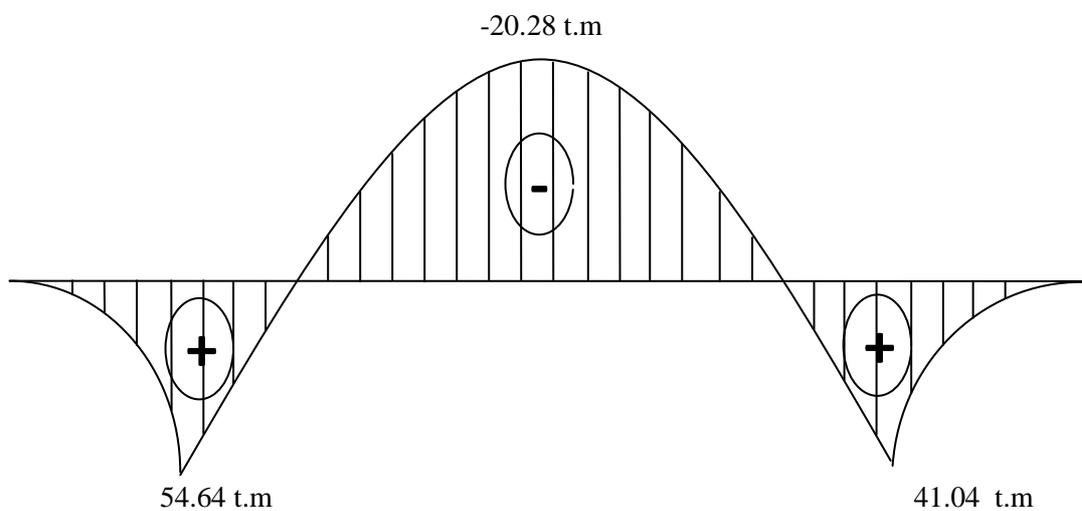
$$\sigma = \frac{P_1 + P_2}{L} = \frac{130.63 + 107.39}{5.9} = 40.34 \text{ MPa}$$

$$M_t = -20.28 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 54.64 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 41.04 \text{ t.m}$$

Diagramme des moments :



Calcul des armatures :

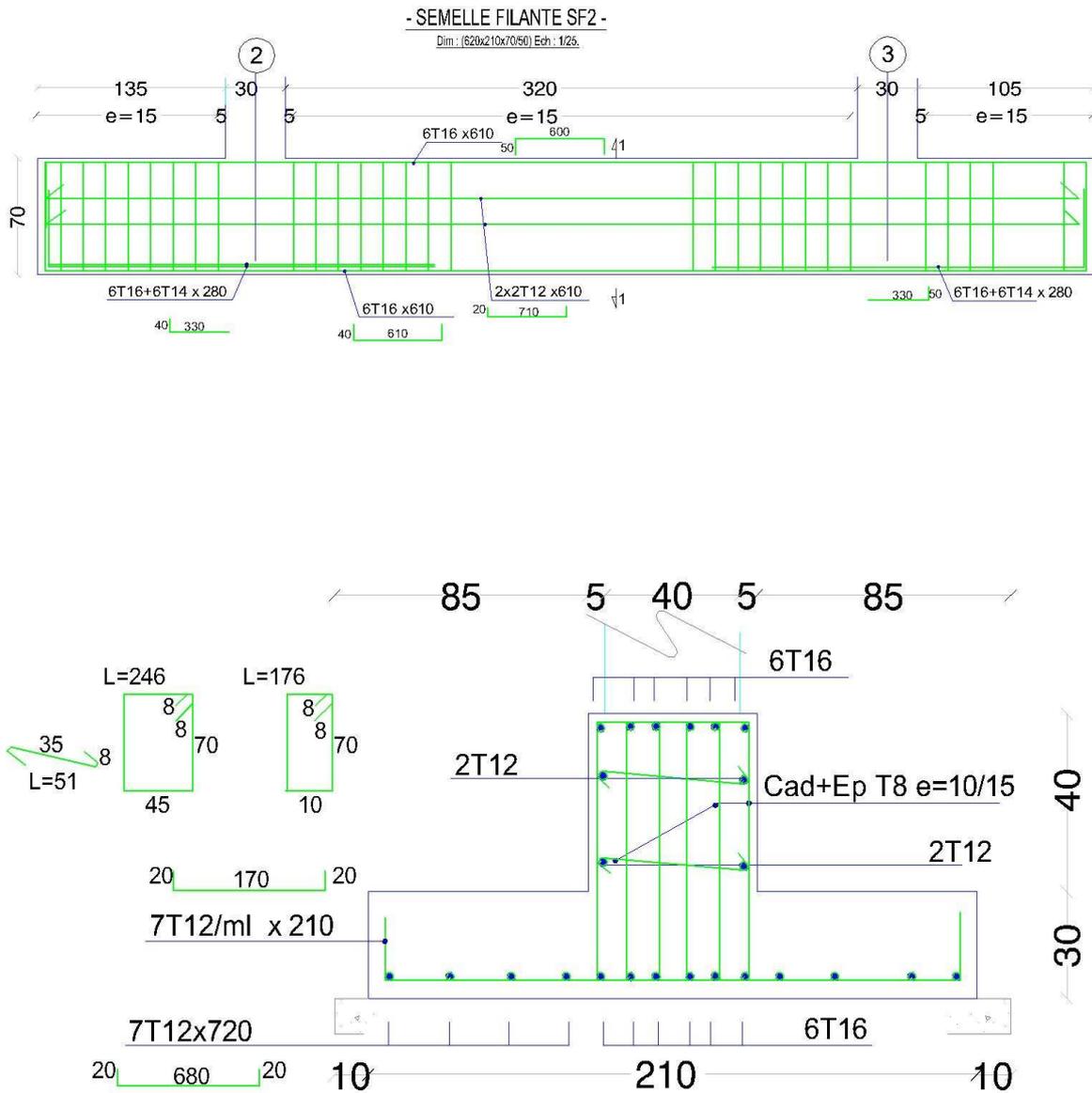
Section de la poutre 50×70 , flexion simple :

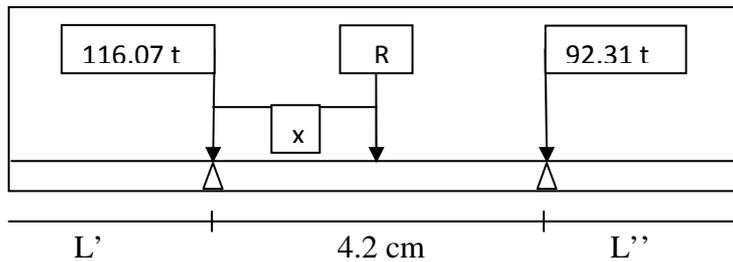
$$A_t = 8.9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{a1} = 25.70 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12\text{HA}16 + 4\text{HA}12 = 28.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 18.70 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}16 + 6\text{HA}14 = 21.30 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :



Semelle filante (S.F3)

1-Calcul de centre de gravité de la semelle :

$$X = \frac{P_2 \times l}{P_1 + P_2} = \frac{92.31 \times 4.2}{92.31 + 116.07} = 1.90 \text{ m}$$

On fixe $L' = 1.7 \text{ m} \Rightarrow L' + x = (4.2 - x) + L''$

$$\Rightarrow L'' = 1.3 \text{ m}$$

La longueur de la semelle :

$$L = 4.2 + L' + L'' = 4.2 + 1.7 + 1.3 = 7.2 \text{ m}$$

On pose : $B = 1.9 \text{ m}$

Poids de la semelle :

$$P_s = (1.9 \times 0.3 + 0.4 \times 0.5) \times 7.2 \times 25 = 13.90 \text{ t}$$

Vérification des contraintes sous la semelle :

$$\frac{Q_{ser}}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$Q_{ser} = 92.31 + 116.07 + 13.90 = 222.28 \text{ t}$$

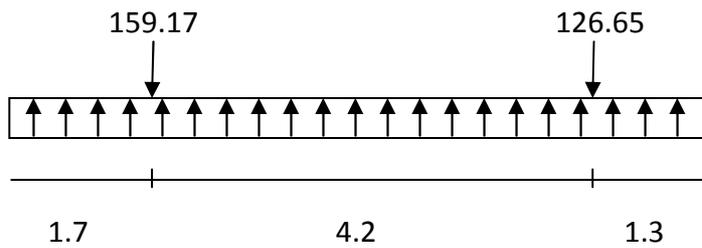
$$\frac{222.28 \times 10^4}{1.90 \times 7.2 \times 10^6} = 0.16 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow les dimensions de la semelle sont corrects

Calcul du ferrailage :



Diagramme des moments :



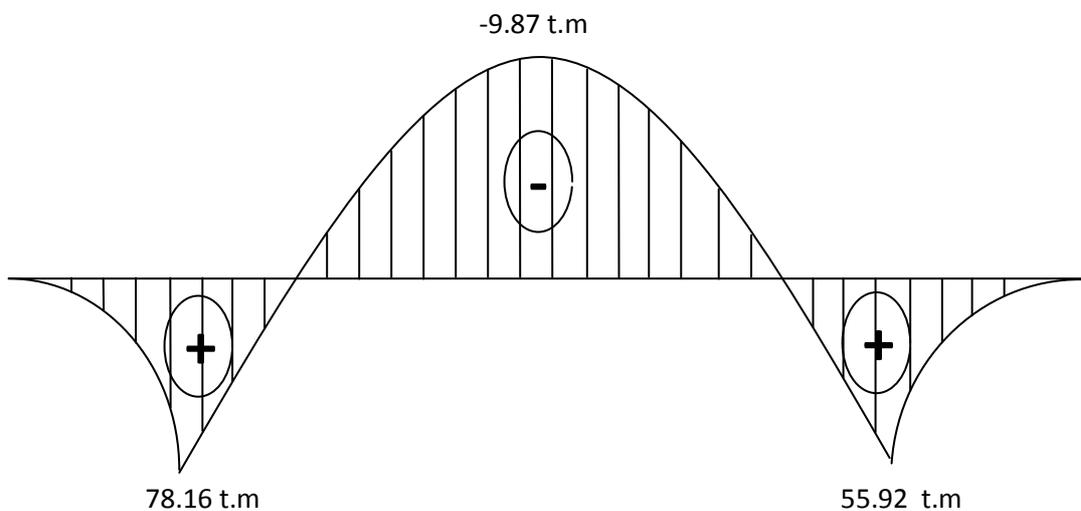
$$\sigma = \frac{P_1 + P_2}{L} = \frac{159.17 + 126.65}{7.2} = 39.70 \text{ MPa}$$

$$M_t = -9.87 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 78.16 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 55.92 \text{ t.m}$$

Diagramme des moments :



Calcul des armatures :

Section de la poutre 50×80 , flexion simple :

$$A_t = 4.0 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{a1} = 32.20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12HA16 + 6HA14 = 33.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 22.40 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12HA16 = 24.13 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :

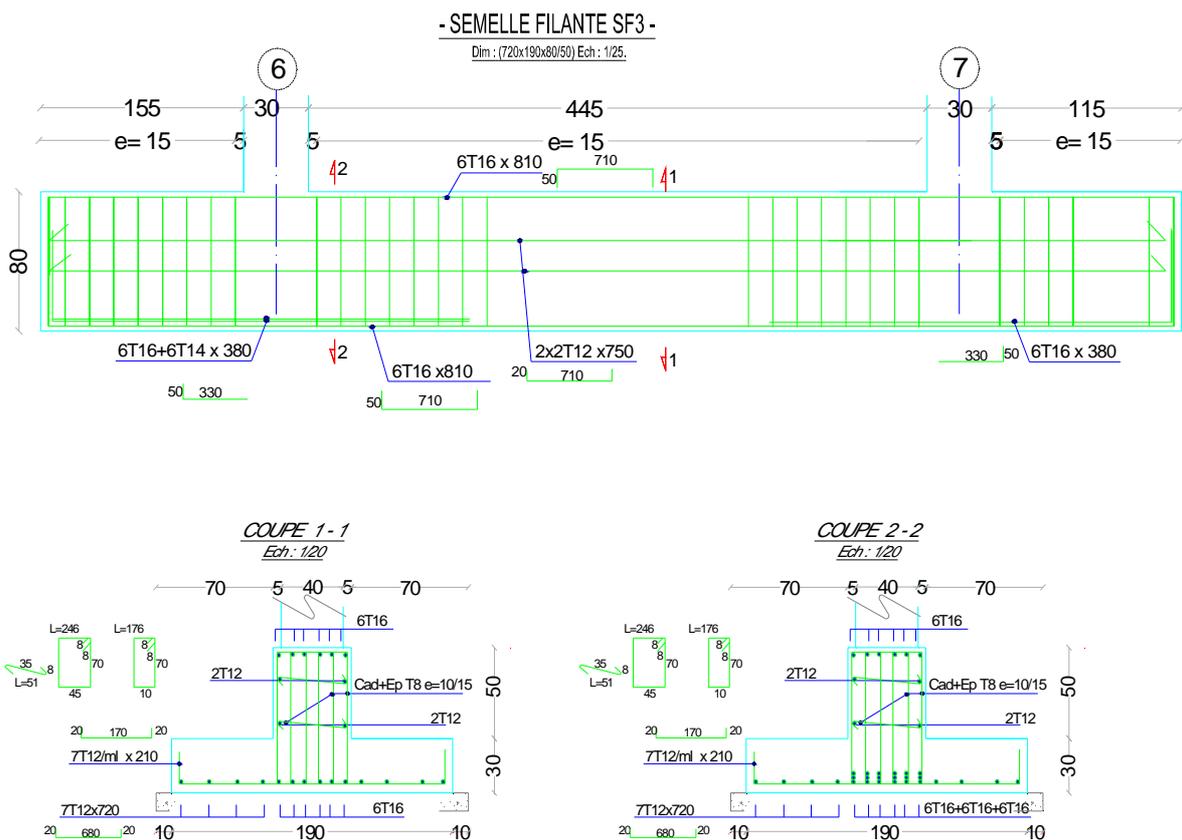
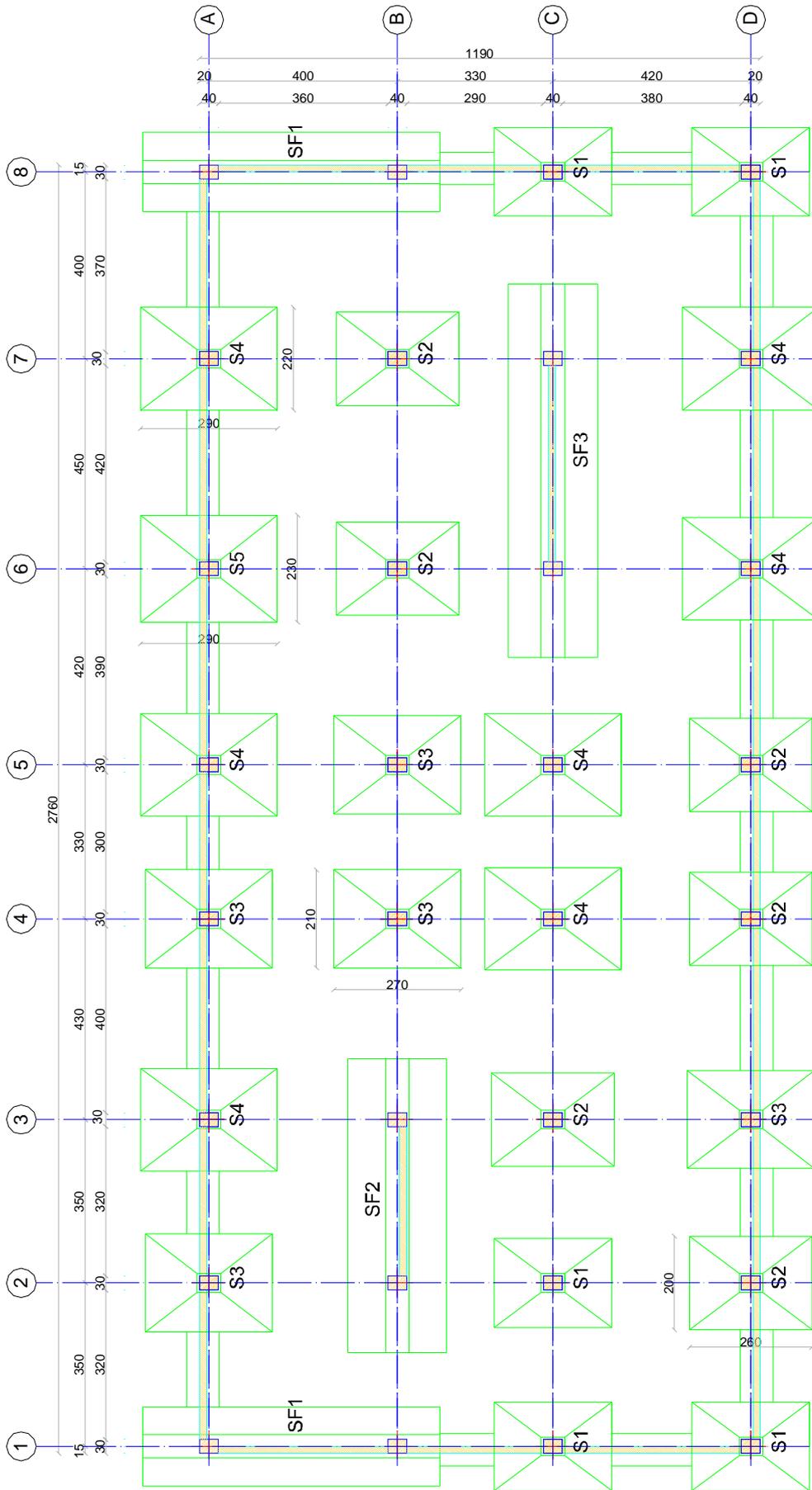


Figure VI.4 : Coupe semelle 1-1.

- COFFRAGE DES FONDATIONS -

- Ech : 1/50 -



VI.1.5. Ferrailage des semelles

N°.S	TABLEAU DE FER FONDATIONS					
	A	B	h	H	Ax	Ay
S.1	250	190	40	55	17T12/ml 240 ²⁰	18T12/ml 180 ²⁰
S.2	260	200	40	60	18T12/ml 250 ²⁰	19T12/ml 190 ²⁰
S.3	270	210	50	70	18T12/ml 260 ²⁰	19T12/ml 200 ²⁰
S.4	290	220	50	70	20T12/ml 280 ²⁰	21T12/ml 210 ²⁰
S.5	290	230	50	70	21T12/ml 280 ²⁰	22T12/ml 220 ²⁰

Tableau IV.1 : Tableau de ferrailage.

➡ *Semelle isolée*

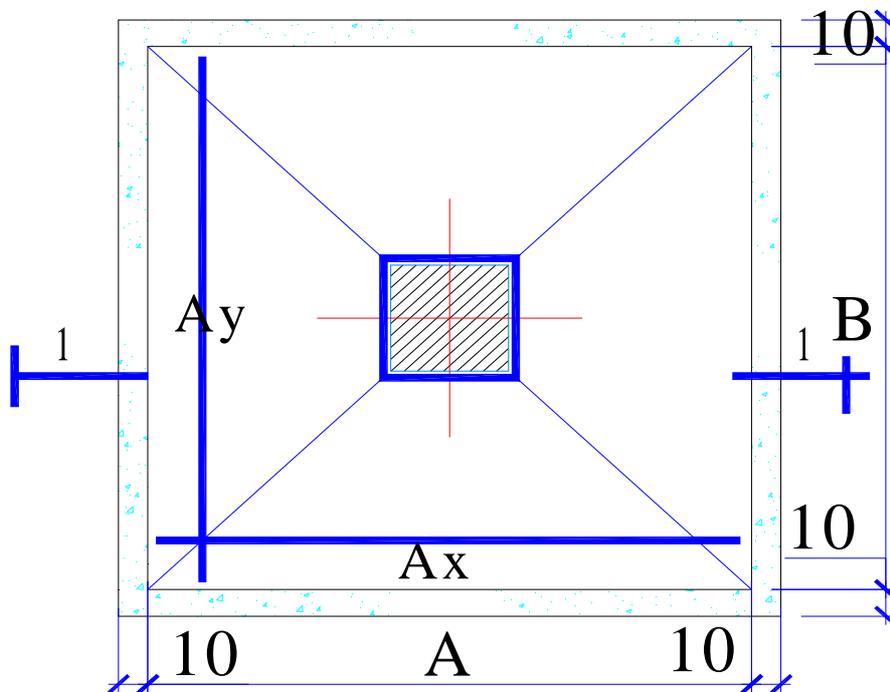
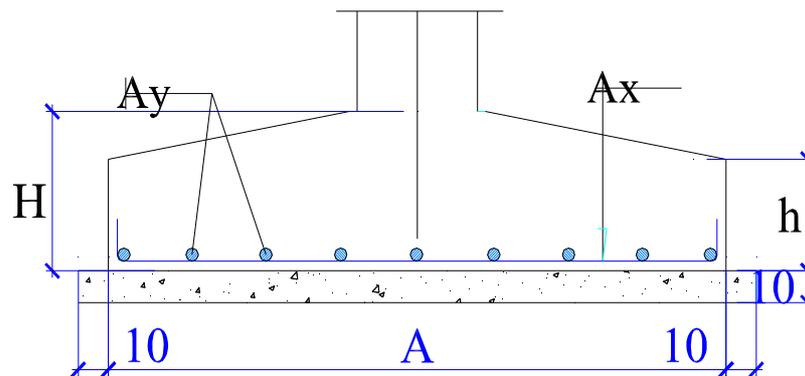


Figure VI.5 : Détail semelle.

Coupe:1.1**VI.2. Les longrines****VI.2.1. Définition**

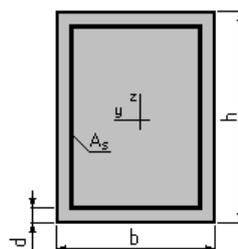
Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$

VI.2.2. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $F_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

VI.2.3. Section

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 2,5 \text{ (cm)}$$

VI.2.4. Formule de calcul

On prend $F_z = 1160.75 \text{ kN}$

Pour les longrines : $F_z (\text{max})/10 = 1160.75 /10 = 116.075 \text{ kN}$

On prend $f_z = 120 \text{ (kN)}$

VI.2.5. Forces

N (kN)

Etat Limite Ultime (fondamental) 0,00

Etat Limite de Service 120,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00

VI.2.6. Résultats

Acier:

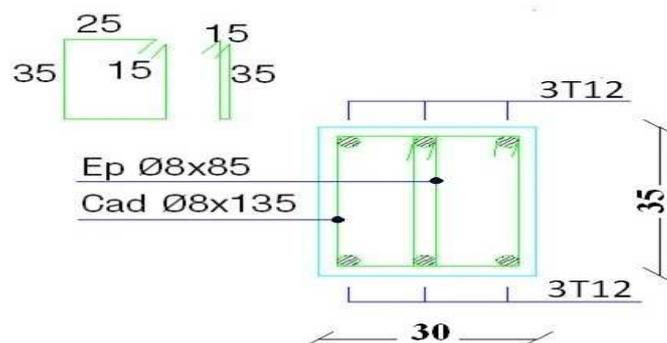
Section théorique $A_s = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,79 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,53 \text{ (\%)}$

On adopte une section de 6HA12 = 6.76 cm²



Analyse par Cas:

Cas ELS $N = 120,00 \text{ (kN)}$

Contrainte de l'acier: $\sigma_s = 217,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ Lim}} = 400,0 \text{ (MPa)}$

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures.

Références bibliographique

LES REGLEMENTS

- [1] : Charges et surcharges D.T.R
- [2] : Règlement Parasismique Algérien /version 2003.
- [3] : CBA 93.

LES LIVRES

- [1] : Calcul des ouvrages en béton armé (M- Belazougui).
- [2] : Pratique de BAEL91

LOGICIELS

- [1] : ROBOT 2010
- [2] : Auto CAD 2009
- [3] : Excel 2007
- [4] : ROBOT EXPERT 2010