

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOLOUD MAMMERI TIZI-OUZOU



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire

DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du

Diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle (C.C.I)

THEME

Etude d'un Bâtiment (R+10) avec ossature mixte
à usage d'habitation et commercial

(Avec L'ETABS)

Dirigé par :

MerMENSOURI .A



Etudié par :

M^{elle} Guessab Melkhier

PROMOTION 2012/2013



Remerciements

*Je remercie avant tous **Allah**
de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.
Je remercie également ma **famille** pour les sacrifices qu'elle a
fait pour que je termine mes études.
J'exprime toutes mes profondes reconnaissances à mon
encadreur **Mr MENSOURI** qui m'a témoigné de sa confiance et de son
aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, m'a transmis
Sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.
Je m'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants
du département de **Génie-Civil**.
Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds
Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.
Mes remerciements vont également à tous ceux qui de près ou de loin
ma apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre
profonde gratitude.*

Melle: Guessab Melkhier

Dédicaces

*Tout d'abord je tien à remercier le dieu Tout Puissant
de m'avoir donner le courage et la patience pour arriver à cet
stade afin de réaliser ce travail que je dédie à:*

*A la mémoire de mes chers grands parents paternelle et que
dieu leur mène dans sa vaste paradé.*

*A ma mère et mon père que Dieu le Tout Puissant les garde
en bonne santé.*

A mes grands et petits frères : Ali, Mourad, Farid, Fatah.

A ma sœur Djamila et son mari Nabil.

A ma sœur Dharifa.

A mes amies : M.Nassima ; G.Radia ; Ch. Akila.

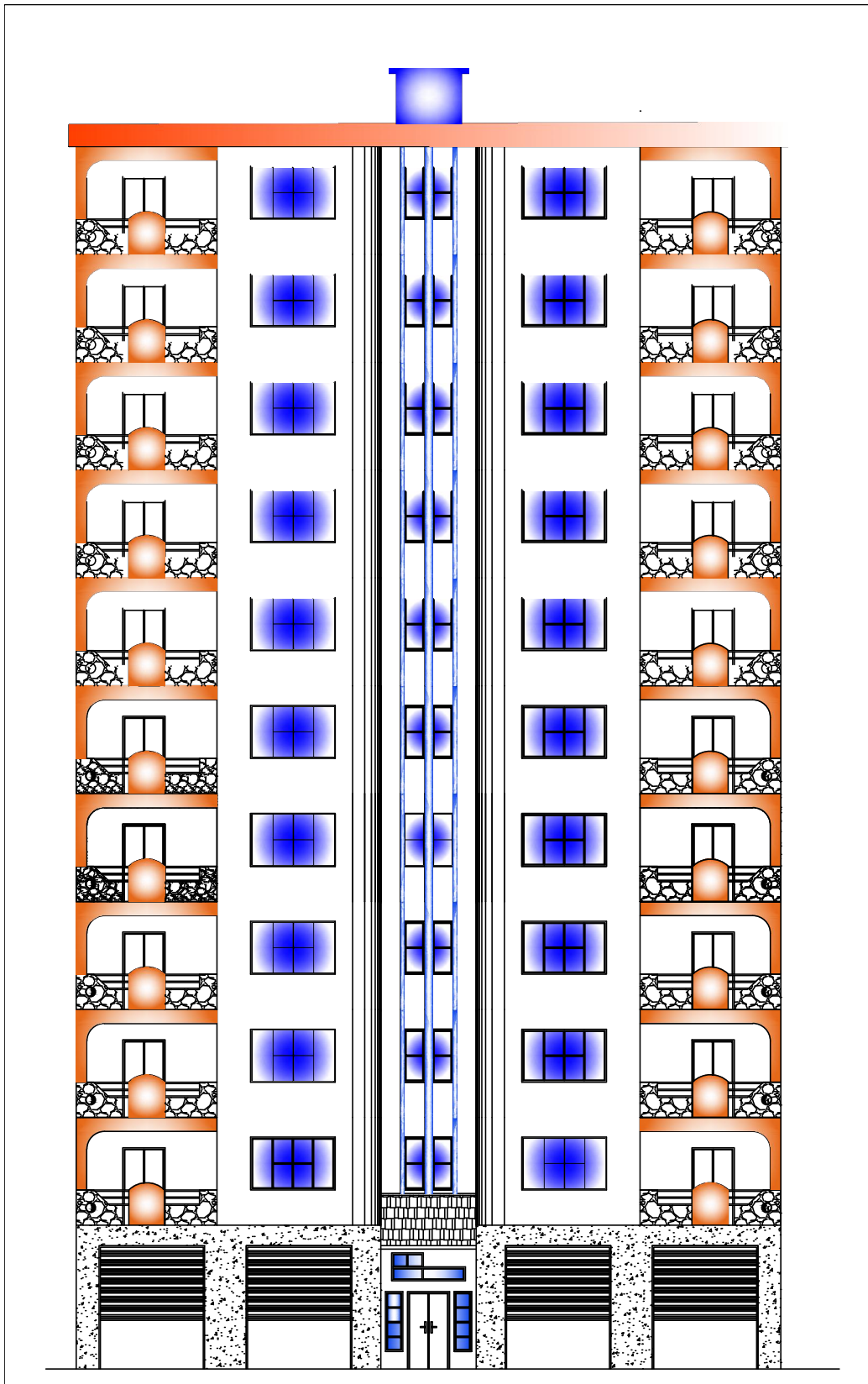
A toute la promotion 2013

Et toute personne que je connais.

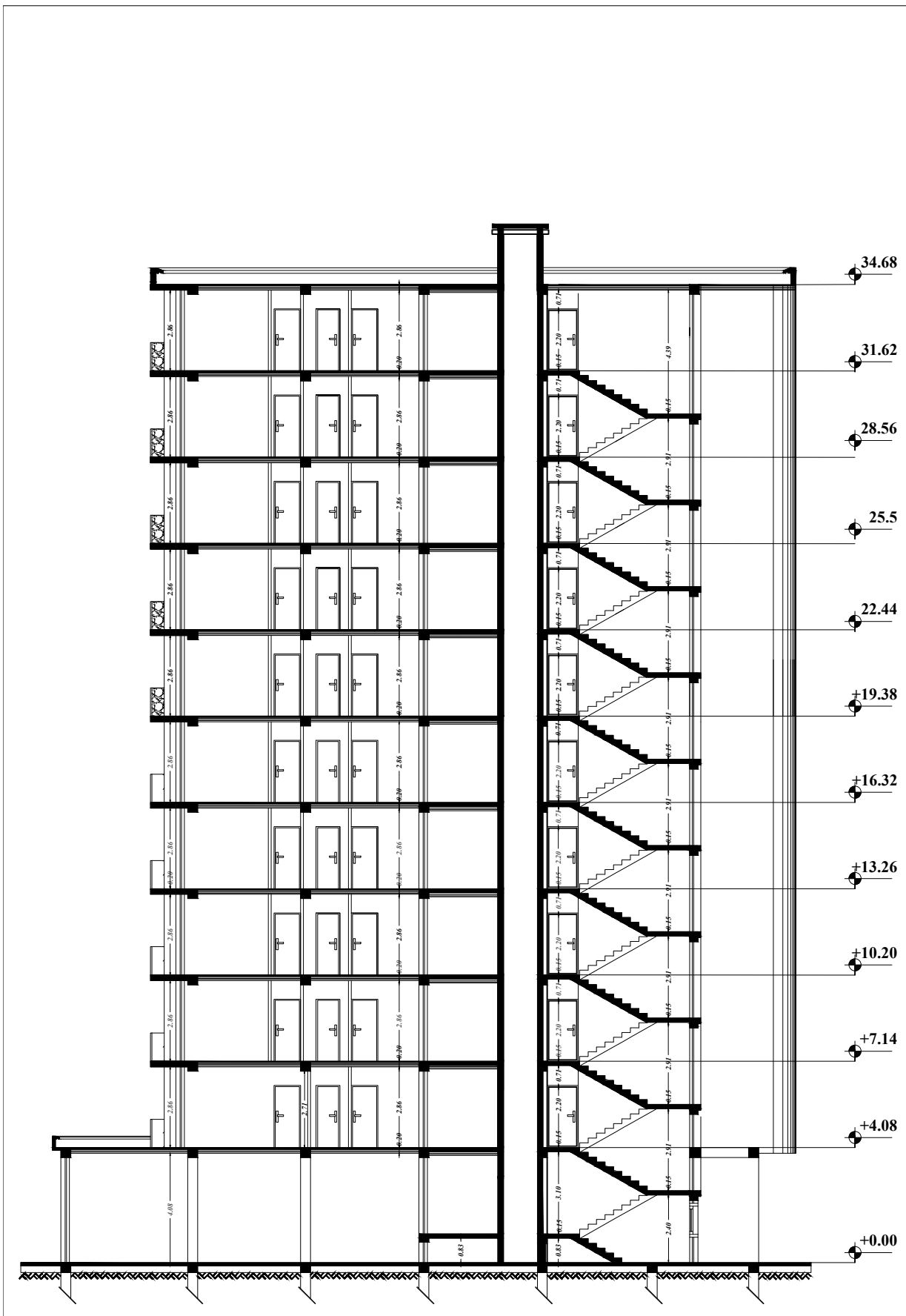
Melkhier

Sommaire

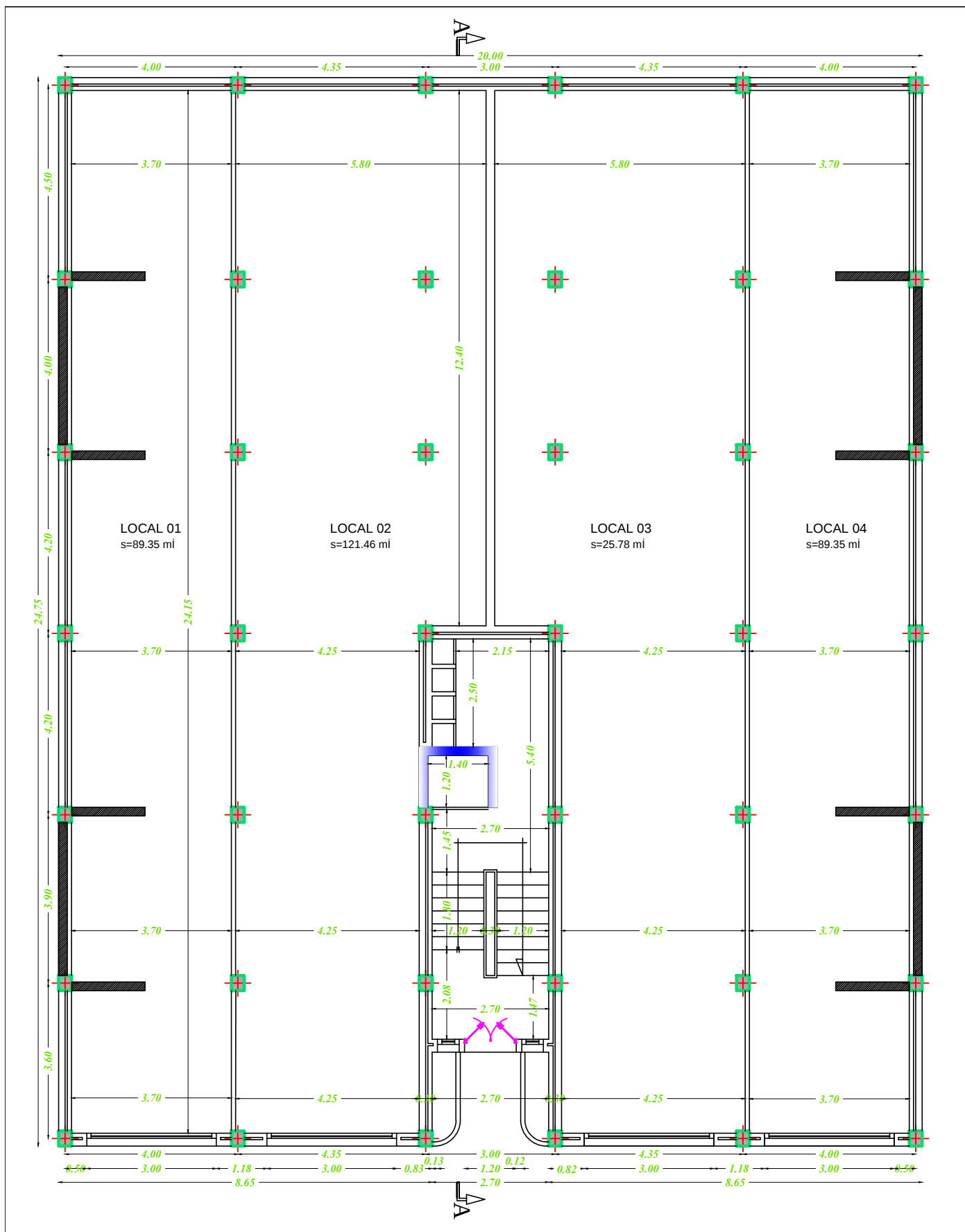
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	14
Chapitre II : Pré dimensionnement des élément	24
Chapitre III : Calcul des éléments	37
1- Calcul de l'acrotère	
2- Calcul du balcon	
3- Calcul de l'escalier	
4- Poutre palière	
5- Calcul des planchers	
6- Calcul de la salle machine	
Chapitre IV : Etude de contreventement	105
Chapitre V : Modélisation avec le logiciel ETABS et vérification en RPA	118
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux	147
Chapitre VII : Ferrailage des poutres	164
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	184
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	199
Conclusion	
Bibliographie	



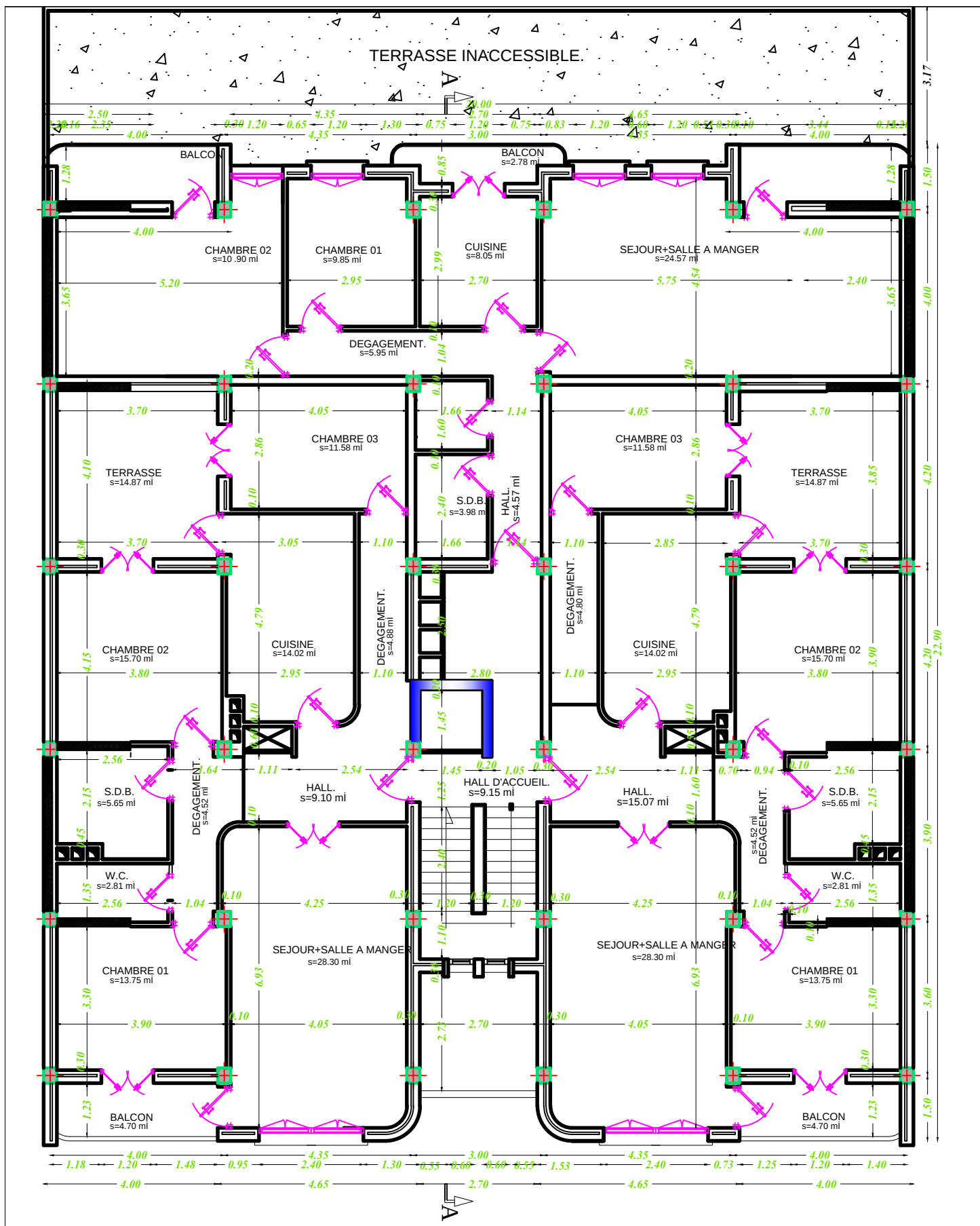
FACADE PRINCIPALE



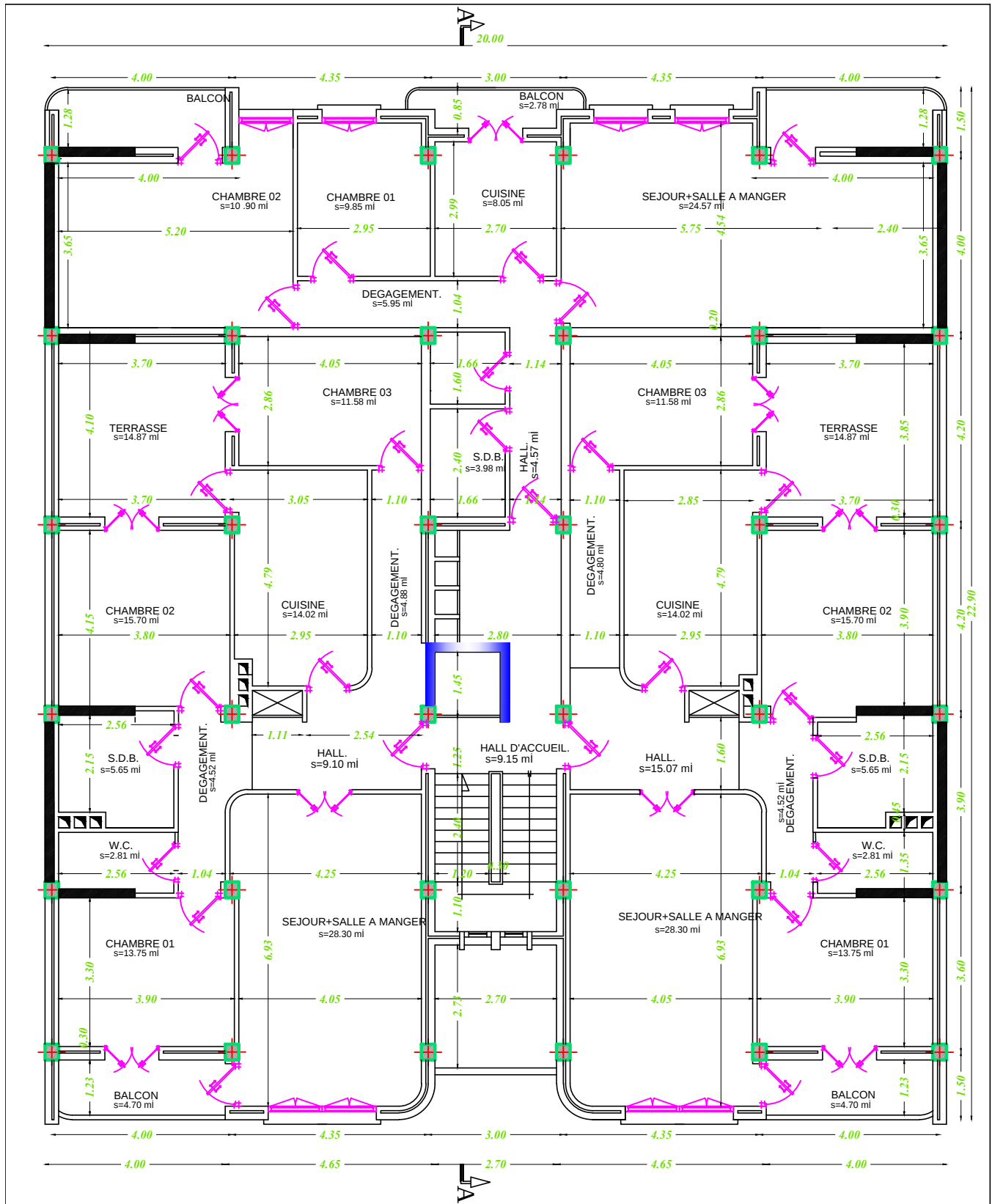
COUPE VERTICALE SUR ESCALIER(coupe A.A)



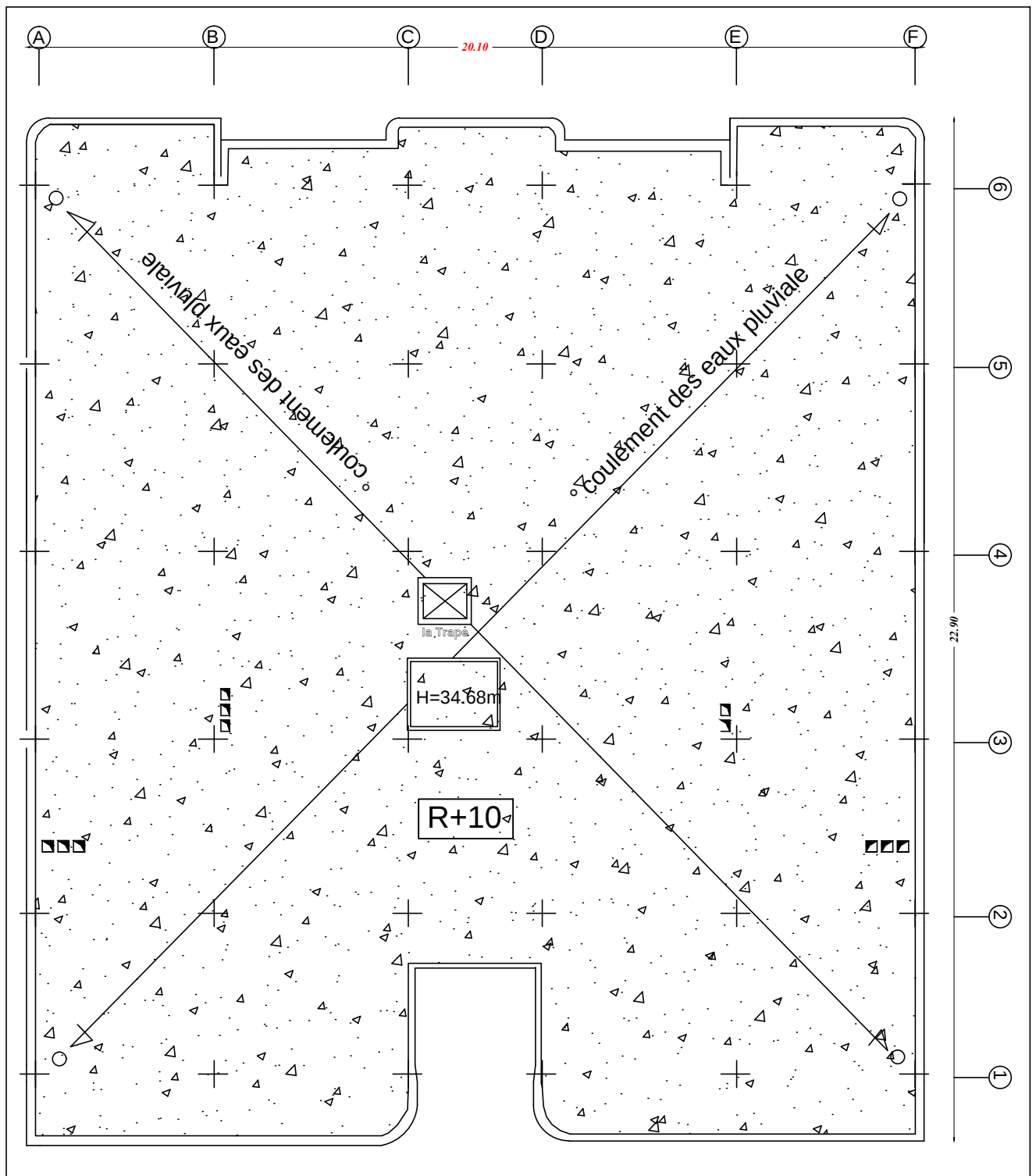
PLAN DU RDC.



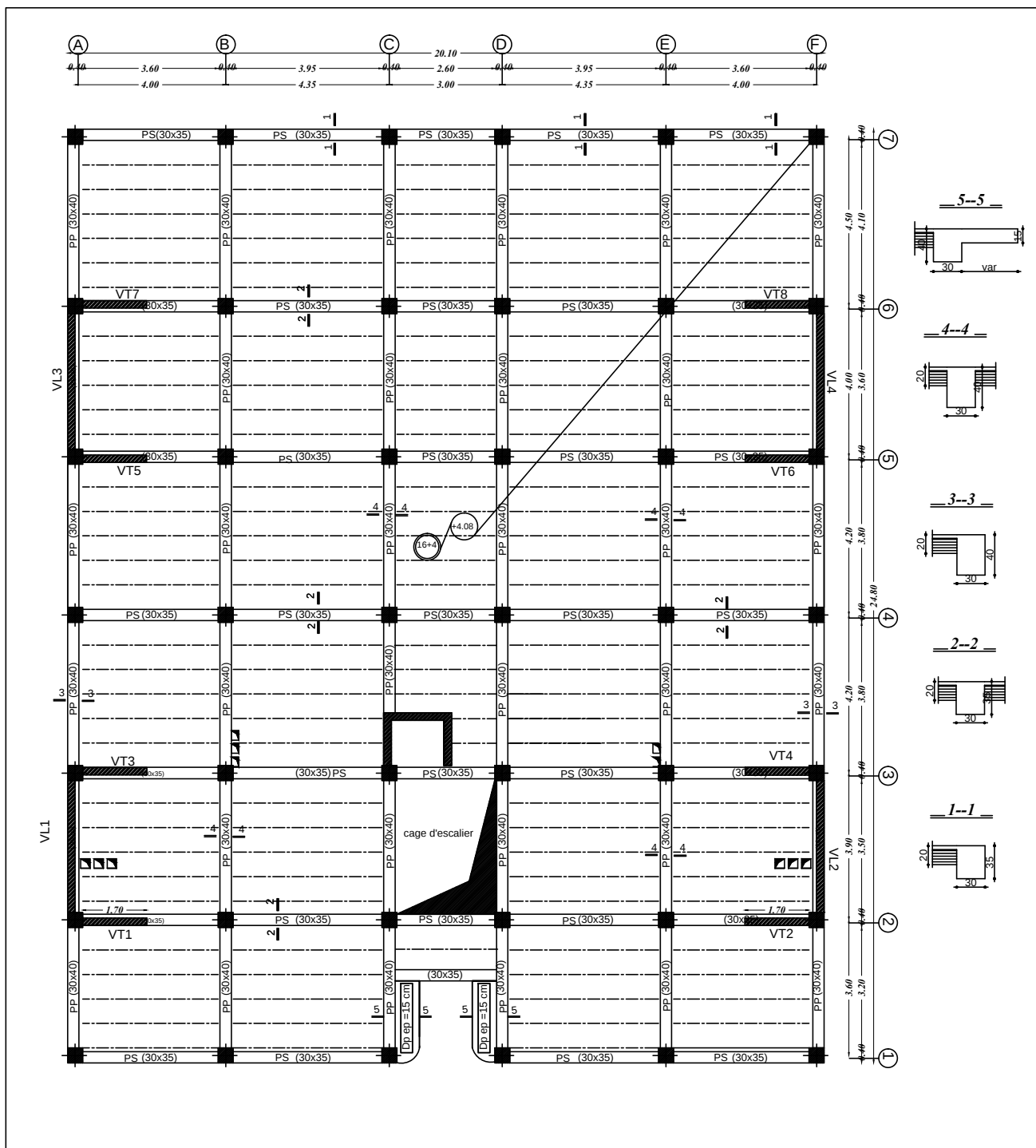
PLAN DU 1er ETAGE.



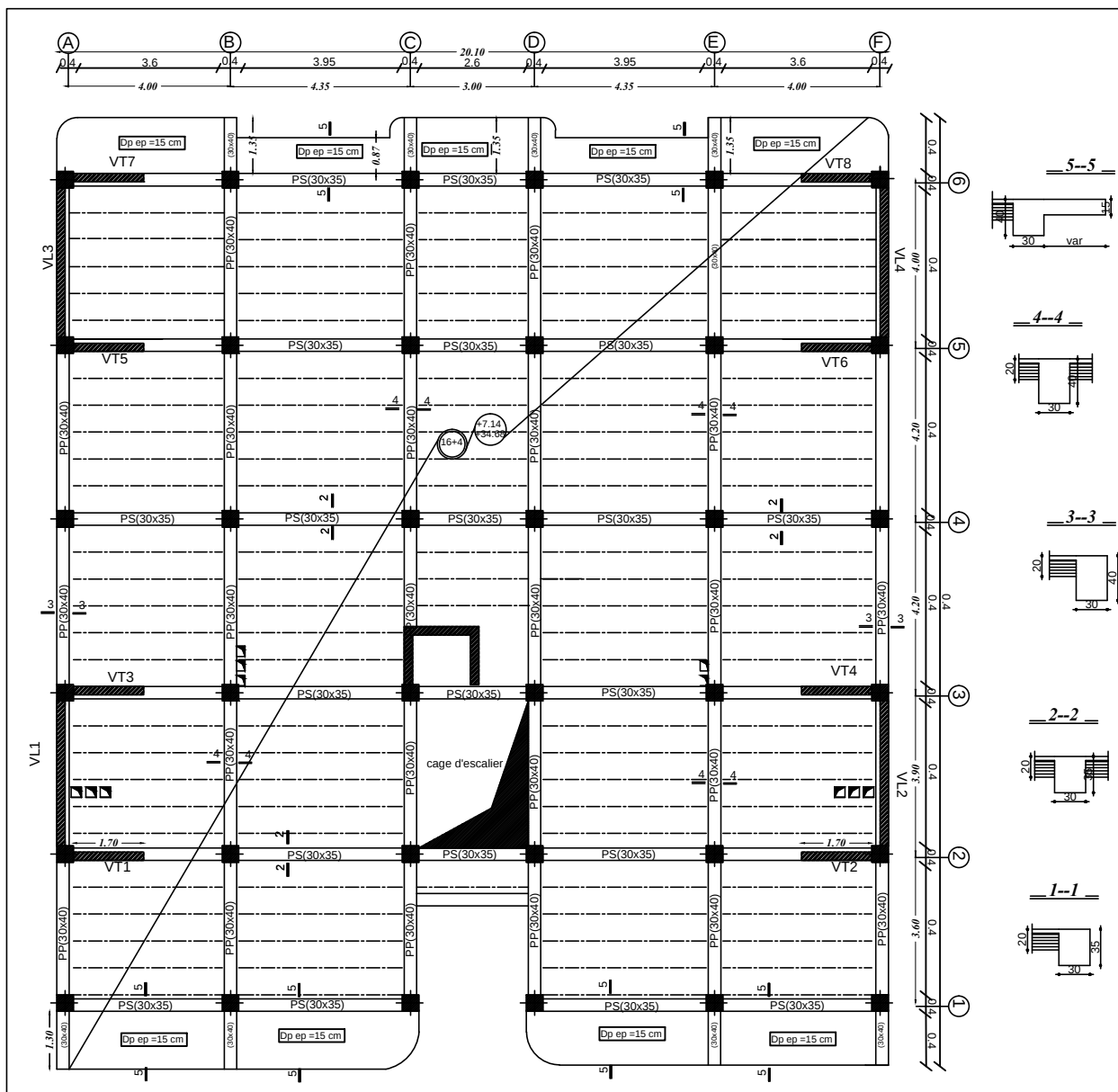
PLAN DE L'ETAGE COURANT.



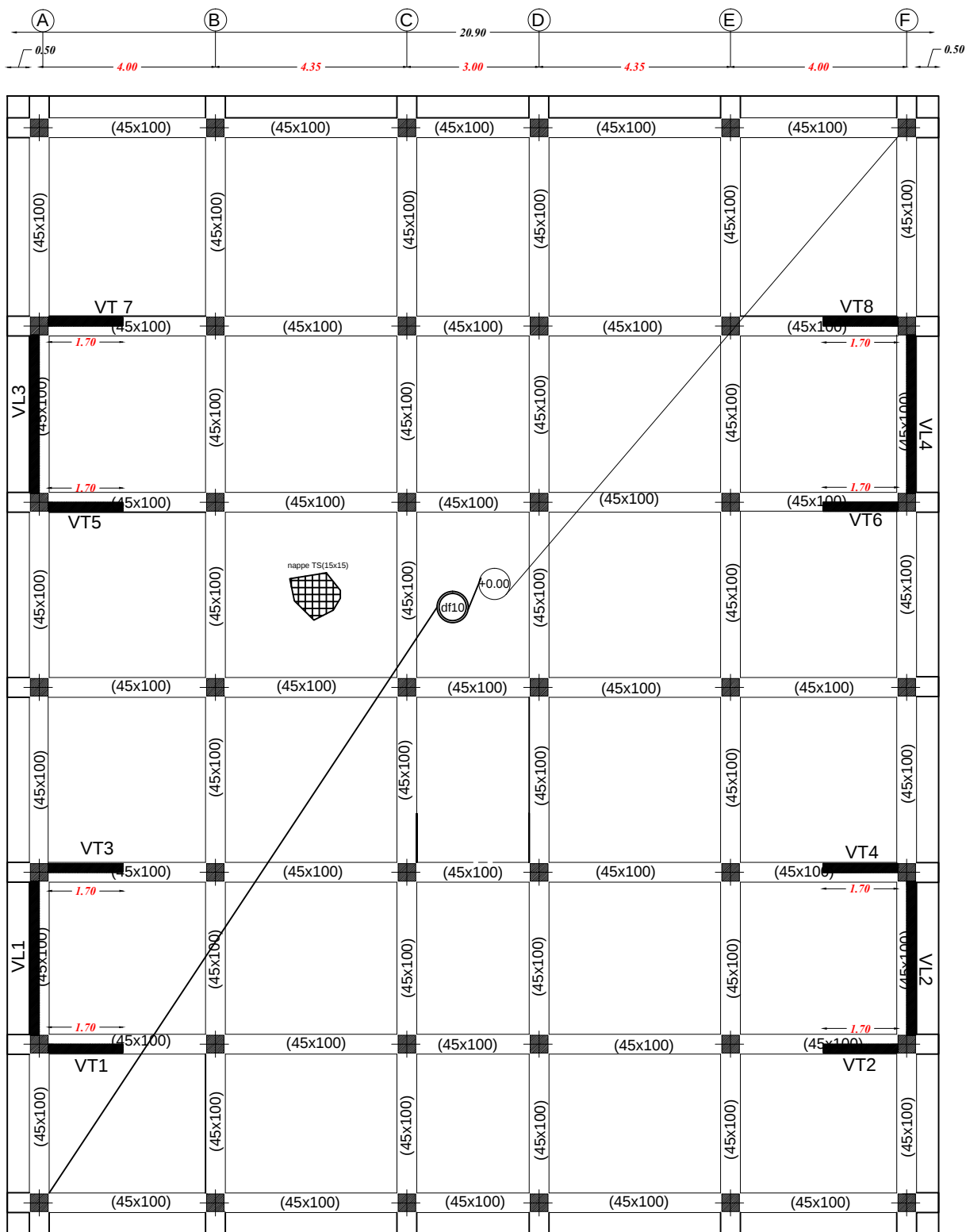
plan de la terrasse inaccessible



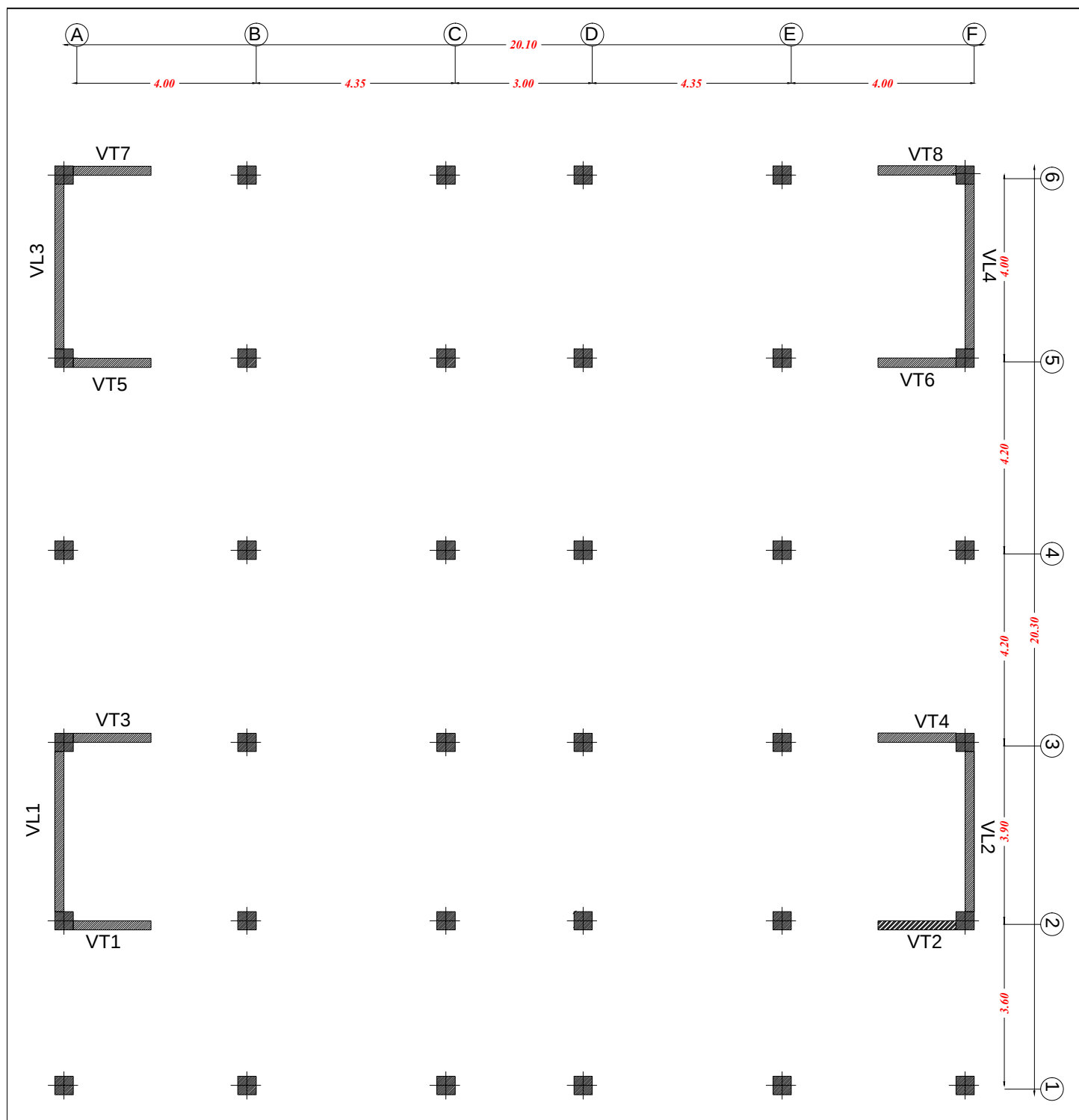
COFFRAGE PLANCHER NIV: +4.08



COFFRAGE PLANCHER DU 1er au 10eme ETAGE



COFFRAGE DU RADIER GENERALE



PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILES

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous été confié consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, composé d'un RDC (rez-de-chaussée) et de 10 étages à ossature mixte voiles, portiques. Cet ouvrage est de moyenne importance (groupe d'usage 2), implanté à BOUIRA. Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.1.1. Description

Cet ouvrage est composé d'un Rez-de-chaussée à usage commercial, de dix étages courants à usage d'habitation. Le système de contreventement est mixte. Il est assuré par des voiles et des portiques en béton armé, avec justification d'interaction portiques-voiles.

I.1.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- Longueur totale du RDC $L = 26,20$ m
- Longueur totale des étages courant..... $L = 22,90$ m
- Largeur totale du bâtiment $B = 20,00$ m
- Hauteur de Rez-de-chaussée $h_r = 4,08$ m
- Hauteur de l'étage courant $h_e = 3,06$ m
- Hauteur d'acrotère $h_c = 0,60$ m
- Hauteur totale du bâtiment $h_t = 34,68$ m

I.1.3. Éléments de l'ossature

1. Ossature : l'ossature est composée de :

- poutres et poteaux formant un système de portique dans les deux sens (transversale et longitudinale) destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles porteurs en béton armé, disposé dans les deux sens (transversales et longitudinales) constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

2. Planchers :

A l'exception des balcons, et de la dalle couvrant l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers seront réalisés en corps creux, et une table de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal. Le plancher terrasse est inaccessible, il a une forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, et un complexe d'étanchéité. Les planchers des autres étages ont comme revêtement du carrelage scellé.

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique.
- Fonction d'isolation.

3. Escaliers :

Cet ouvrage est muni d'une cage d'escaliers, de deux paillasse adjacentes, et d'un palier de repos. Les paillasse sont coulées sur place.

4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur, de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

5. Balcons :

Nous avons deux types de balcons :

- Balcons rectangulaires en béton armé arrondis sur les cotés
- Balcons rectangulaires en béton armé.

6. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont composés de doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et une lamed'air de 5 cm (10+5+10). Les murs de séparations sont des cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

7. Revêtements et enduits

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles de bain ;

- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau.
- Protection multicouche pour la terrasse.

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.2.1. Le béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 425 (CPJ425).

A titre indicatif, nous avons pour 1 m³ de béton armé :

- Granulats :
 - Sable : 380 à 450 L ($D_g \leq 5$ mm),
 - Gravillons : 750 à 850 L ($D_g \leq 25$ mm),
- Ciment : 300 à 400 kg,
- Eau : 150 à 180 L.

1. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée " f_{c28} ".

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

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour des } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour des } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (Art. A.2.12, BAEL91) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{en Mpa}$$

D'où : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

3. Contrainte limite du béton

3.1. Les états-limites

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

a. Etat limite ultime (ELU)

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

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

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\gamma_b = 1,15 \text{ si la situation est accidentelle. } \Rightarrow f_{bc} = 18,4 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ si la situation est courante. } \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

θ : Coefficient d'application

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

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

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

b. État limite de service (ELS)

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

On distingue :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \text{ en MPa}$$

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

3.2. Diagramme Contraintes – Déformations du béton

a- à l'ELU

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

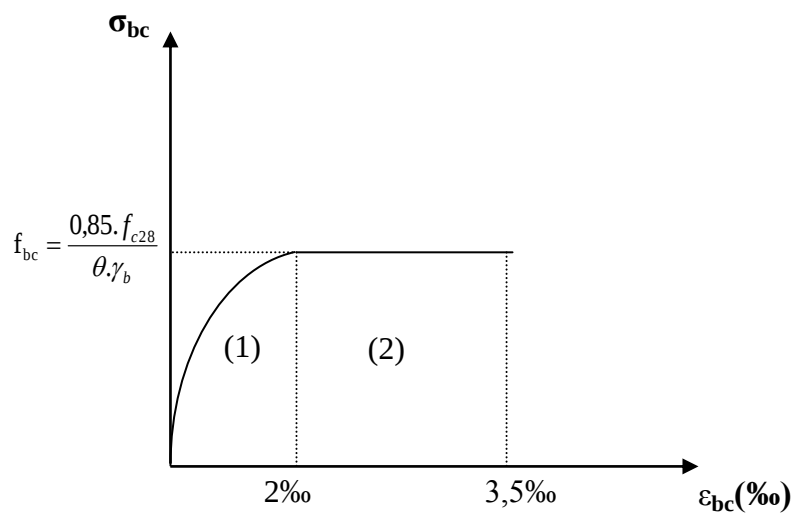


Fig. I.1 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

b-à l'ELS

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

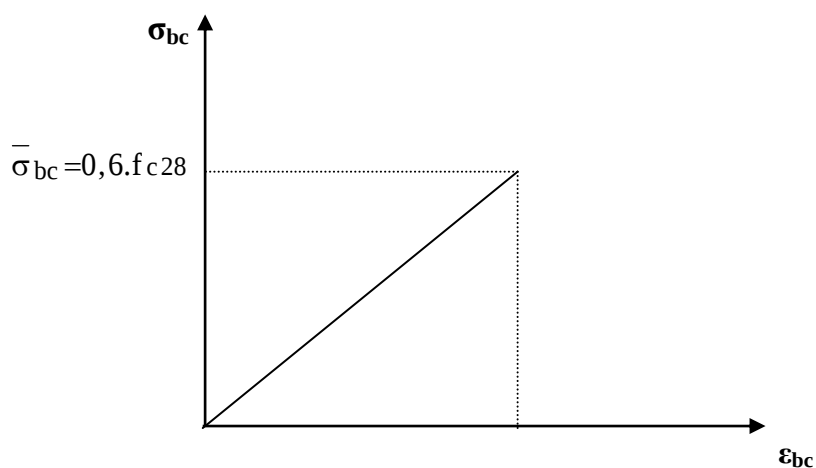


Fig. I.2 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

3.3. Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1, BAEL.91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\}$,
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$.

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile ($d=h-c$).

4. Module d'élasticité du béton :

On distingue deux sortes de modules.

4.1. Module d'élasticité instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de « j » jours est donné par la relation (Art. A.2.1.21, BAEL 91):

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Chargement de courte durée),}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25\text{Mpa.}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

4.2. Module d'élasticité différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Pour un chargement de longue durée d'application, le module de déformation différé E_{vj} est donné par la relation (Art. A.2.1.22, BAEL 91) :

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

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25\text{Mpa.}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

5. Module d'élasticité transversale : Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec:

E : Module de Young,

ν : Coefficient de Poisson.

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, (Art. A.2.13, BAEL 91).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- $\nu = 0,2$ ELS .
- $\nu = 0$ ELU.

I.2.2. Acier Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence). Pour notre ouvrage, nous utilisons les trois catégories suivantes :

- Acier haute adhérence (HA ou T) de type F_eE400 ; F_e = 400 MPa,
- Treillis soudé : Ø < 6 mm; F_e = 520 MPa.

1) Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris égal à 2.10⁵ MPa.

2) Diagramme déformations – contraintes

Le diagramme déformations-contraintes est illustré dans la figure I.2 ci-dessus, (Art.A.2.2.2, BAEL 91).

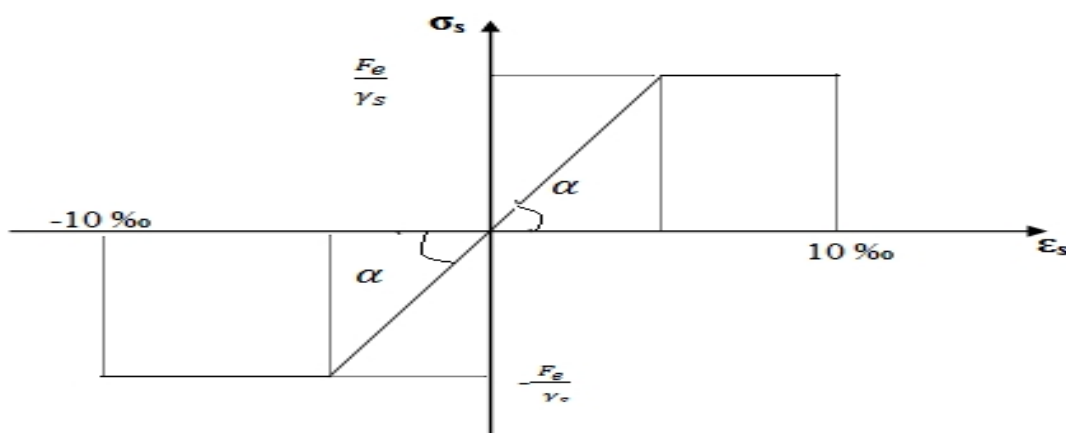


Fig 1.2 :Diagramme contraintes-déformation de l'acier

3. Les contraintes

3.1. Etat limite ultime (ELU)

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (Art. A.4.3.2. BAEL 91) :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s = Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$: Situation durable,

$\gamma_s = 1$: Situation accidentelle.

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\sigma_{st} = 348$ MPa : pour les HA,
- $\sigma_{st} = 204$ MPa : pour les ronds lisses (R.L),
- $\sigma_{st} = 452$ MPa : pour les treillis.

3.2. Etat limite de service (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service (Art. A.4.5.3, BAEL 91).

On définit :

➤ **Fissuration peu nuisible** (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Fissuration préjudiciable** (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{MPa.}$$

Avec :

η = Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm,

$\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm,

$\eta = 1$ pour les R.L.

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\bar{\sigma}_s = 156$ MPa pour les R.L,

- $\bar{\sigma}_s = 201,7 \text{ MPa}$ pour les HA.

➤ **Fissuration très préjudiciable** (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,6 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

Soit :

- $\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa}$ pour les R.L,
- $\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$ pour les HA.

3.3. Diagramme contraintes-déformations:

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

Le diagramme contraintes- déformations a l'allure suivante :

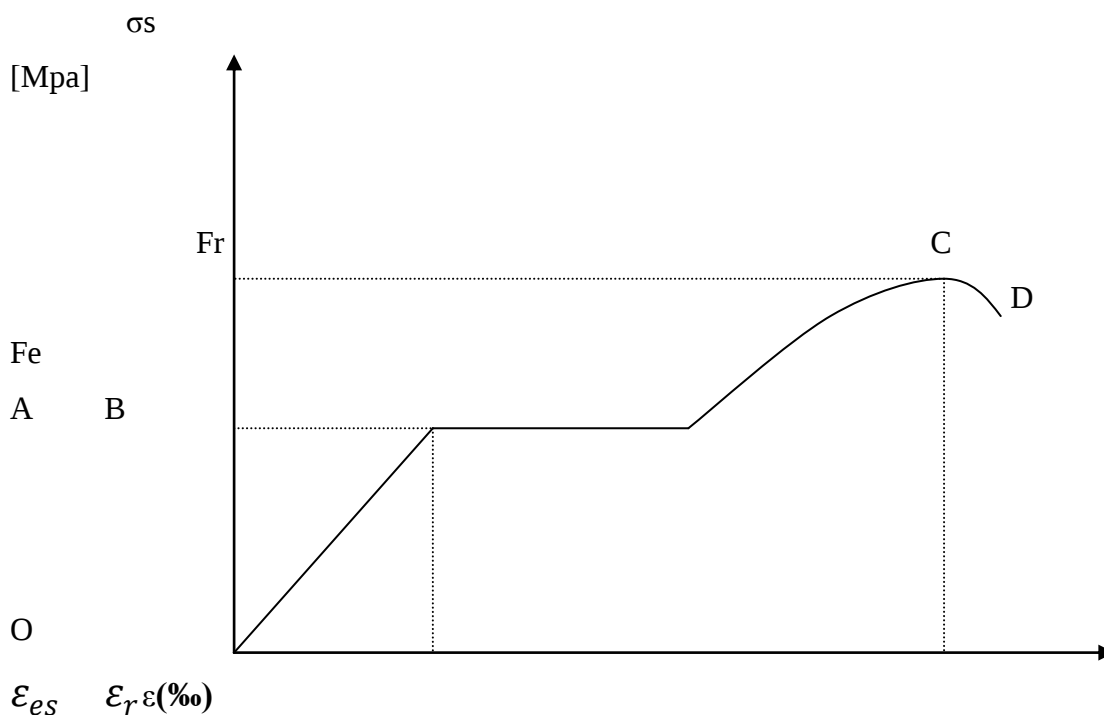


Fig. 1.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

avec:

Fr : Résistance à la rupture.

Fe : Limite d'élasticité.

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

ϵ_r : Allongement relatif correspondant à la rupture .

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

3.4. Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91)

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

2.1) Planchers en corps creux plus dalle de compression :

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

Avec :

$L_{\max}$: portée libre de la plus longue travée.

h_t : hauteur totale du plancher

le RPA exige :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 25 \text{ cm}$
- $L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

Donc :

$$h_t = 420 / 22,5 = 18,88$$

Conclusion :

On opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4)

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm, Epaisseur de la dalle de compression 4 cm

Qui sera valable pour tout le plancher.

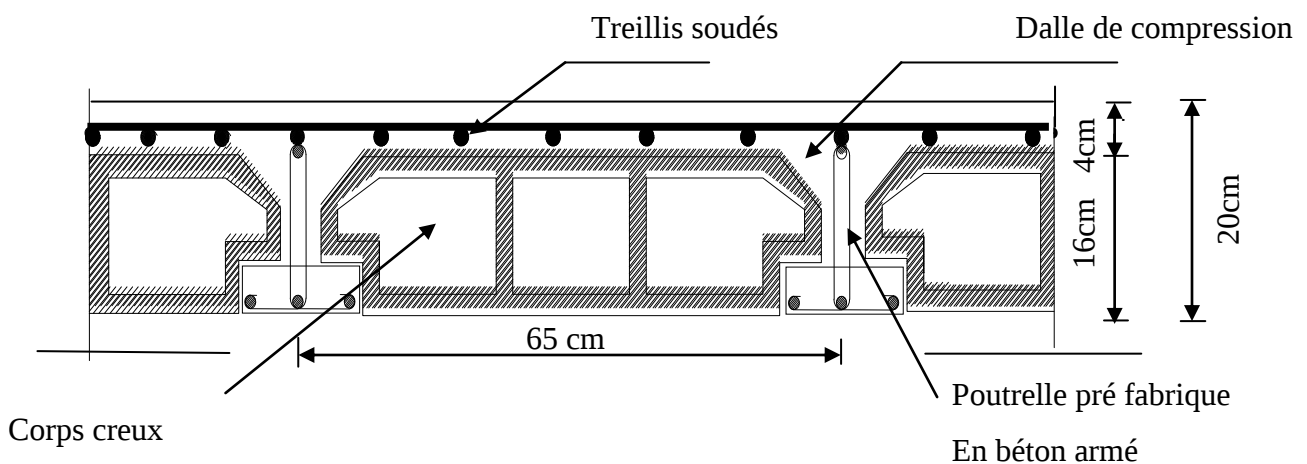


Fig.2.1 : Coupe verticale du plancher.

2.2) Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux l'élément verticaux (poteaux et voiles).

Pour le pré dimensionnement des poutres ; le [RPA2003-Art 7-5-1] exige :

- Largeur $b \geq 20$ cm
- Hauteur $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

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

Hauteur des poutres :

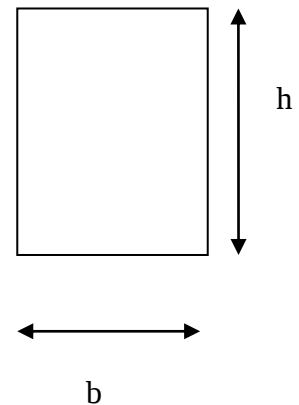
$$\text{➤ } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : La plus grande travée.

Largeur des poutres :

$$\text{➤ } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$



2.2.1) Poutres principales : (les poutres porteuses).

$$L = 450 - 25 = 425 \text{ cm};$$

$$425/15 \leq h \leq 425/10 \Rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend $h_p = 40$ cm.

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm. Soit } b = 30 \text{ cm ;}$$

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : 30×40 .

2.2.2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage ;

$$L = 435 - 25 = 410 ;$$

$$410/15 \leq h \leq 410/10 \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41.5$$

. Soit $h = 35$ cm ;

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5.$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$;

La section des poutres secondaire adoptée est : 30x35

2.3) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	vérifiée

Tableau 1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion :

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x35) cm².



Figure 2.2 : Dimensions des Poutres

2.4) Poteaux :

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

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

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

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2.$$

2.4.1) Localisation des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes $G(\text{KN/m}^2)$; et les surcharges d'exploitation $Q(\text{KN/m}^2)$; nous allons nous référer au DTR B.C 2.2 ;

2.4.2) Descente de charge :

2.4.2.1) Surface d'influence:

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

$$S = (1,85 \times 1,95) \times 2 + (2,025 \times 1,95) \times 2$$

$$S = 15.11 \text{ m}^2.$$

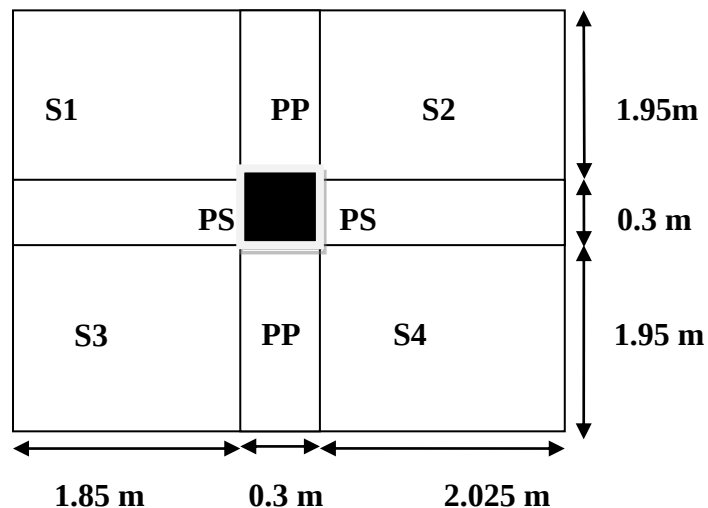


Figure 2.3 : Localisation du poteau le plus sollicité (4 B)

2.4.2.2) Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes : $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément

✓ Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	--	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.46

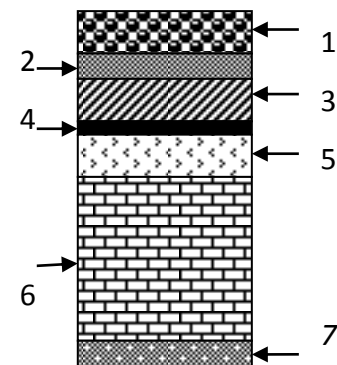


Figure 2.4 : plancher terrasse

✓ Plancher d'étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho (\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation intérieurs	0.1	-	1
Charge permanente totale Gc				5.20

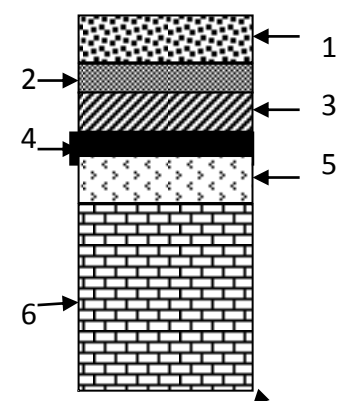
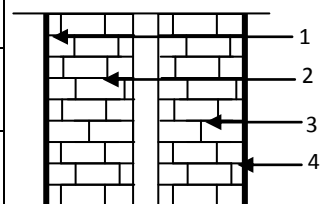


Figure 2.5 :Plancher d'étage courant

➤ Maçonnerie

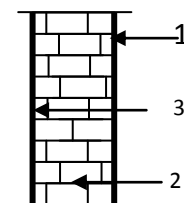
-Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)	G
1	Enduit ciment	0.02	0.44	
2	Brique creuse	0.10	0.9	
3	Lame d'air	0.05	--	
4	Brique creuse	0.10	0.9	
5	Enduit plâtre	0.02	0.2	
G total			2.44	



-Murs de séparation:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30

• Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible (Qt)	1
Plancher d'étage courant (Qc)	1.5

Plancher d'étage RDC (locaux) (Q_{RDC})	2.5
Balcons ($Q_{balcons}$)	3.5

➤ 2.4.2.3) Poids propre des éléments :

✓ Plancher terrasse :

$$G_t = 5.46 \times 15.11 = 82.50 \text{ KN.}$$

✓ Plancher d'étage courant :

$$G_c = 5.2 \times 15.11 = 78.57 \text{ KN}$$

✓ Poutres

• Poutres principales :

$$G_{pp} = 2 \times (0.3 \times 0.4 \times 1.95) \times 25 = 11.7 \text{ KN}$$

• Poutres secondaires :

$$G_{ps} = [(0.3 \times 0.35 \times (2.025 + 1.85))] \times 25 = 10.17 \text{ KN}$$

Poids total ($G_{pp} + Q_{ps}$):

$$G_{pt} = 21.87 \text{ KN}$$

✓ Murs double cloisons :

-Du 1^{er} niveau au 10^{ème} niveau :

$$G_m = 2.44 \times (1.95 \times 2.86) \times 2 = 27.21 \text{ KN}$$

✓ Poteaux :

-Poteaux de RDC :

$$G_p = 25(0.25 \times 0.25) \times 4.08 = 6.37 \text{ KN}$$

-Poteaux d'étage courant :

$$G_p = 25(0.25 \times 0.25) \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

➤ Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 15.11 = 15.11 \text{ KN.}$

➤ Plancher à usage d'habitation : $1.50 \times 15.11 = 22.66 \text{ KN.}$

➤ Plancher à usage commercial RDC: $2.50 \times 15.11 = 37.77 \text{ KN.}$

2.4.2.4) Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$;

	Terrasse Q_0	↘
n ≥ 5 :	10 ^{eme} - $Q_0 + Q_1$	↘
	9 ^{eme} - $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	↘
	8 ^{eme} - $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	↘
	7 ^{eme} - $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	↘
	6 ^{eme} - $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	↘
	5 ^{eme} - $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	↘
	4 ^{eme} - $Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	↘
	3 ^{eme} - $Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	↘
	2 ^{eme} - $Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	↘
	1 ^{er} - $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	↘

Fig.2.6 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Nombre (n)	Terrasse	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Coeff	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

Tableau5 : les valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$.

Calcul :

$$Q_0 = 15.11 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.11 + 22.66 = 37.77 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.11 + 0.95 (45.32) = 58.164 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.11 + 0.90 (67.98) = 76.292 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.11 + 0.85 (90.64) = 92.154 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.11 + 0.80 (113.3) = 105.75 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.11 + 0.75 (135.96) = 117.08 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.11 + 0.71 (158.62) = 127.73 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.11 + 0.69 (181.28) = 140.19 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.11 + 0.67 (203.94) = 151.74 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 15.11 + 0.65 (226.6) = 162.4 \text{ KN}$$

NIVEAU	Charges permanentes [KN]						Surcharges d'exploitation [kN]	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section de poteau	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids des murs	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
10	82.5	21.87	0.00	0.00	104.37	104.34	15.11	119.45	79.63	30×30
9	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	236.77	37.77	274.54	183.02	30×30
8	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	369.2	58.164	427.364	284.90	30×30
7	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	501.63	76.292	577.922	385.28	30×30
6	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	634.06	92.154	726.214	484.14	35×35
5	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	766.49	105.75	872.24	581.49	35×35
4	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	898.92	117.08	1016	677.33	35×35
3	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	1031.35	127.73	1159.08	772.72	35×35
2	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	1163.78	140.19	1303.97	869.31	40×40
1	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	1296.21	151.74	1447.95	965.3	40×40
RDC	78.57	21.87	4.78	27.21	132.43	1428.64	162.4	1591.04	1060.69	40×40

Tableau6 : récapitulatif de la descente de charge

Conclusion :

Les sections des poteaux adoptées sont :

RDC, niveau 1 et 2^{ème} $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Niveau 3, 4, 5, 6 $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Niveau 7, 8, 9, 10 $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Remarque :

Après les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à BOUMERDES, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres moins fortes afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux (pour éviter la rotule plastique), ainsi qu'une bonne répartition des aciers dans ses derniers.

2.4.3) Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa :

$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa (condition vérifiée) ;

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad (h_e : \text{hauteur libre du poteau}) :$$

$\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \text{ cm} \geq 286/20 = 14.30 \text{ cm}$ (condition vérifiée) ;

$$\checkmark \quad \text{Min} \quad \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteaux niveau 1 et 2^{ème} : $1/4 < (b/h = 40/40 = 1) < 4$ (condition vérifiée) ;

Poteaux niveau 3, 4, 5, 6 : $1/4 < (b/h = 35/35 = 1) < 4$ (condition vérifiée);

Poteaux niveau 7, 8, 9, 10 : $1/4 < (b/h = 30/30 = 1) < 4$ (condition vérifiée);

2.4.4) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$ (poteaux encastrement-encastrement)

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

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

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-poteau du RDC (40x40) cm² $L_0 = 4.08 - 0.40 = 3.68 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 22.3 < 50$ vérifiée.

-Poteaux du premier et deuxième étage (40×40) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 16.12 < 50$
 $\Rightarrow$ condition vérifiée.

-Poteau du 3, 4, 5, 6 (35×35) cm², $L_0 = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.42 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Poteau 8, 7, 9, 10 (30×30) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.5 < 50 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

2.5) Les voiles :

Les voiles sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- 1- La portance.
- 2- Le contreventement.

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques

Algérienne (RPA)

➤ **Epaisseur :** [ART 7.7.1/ RPA 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (e) est 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous :

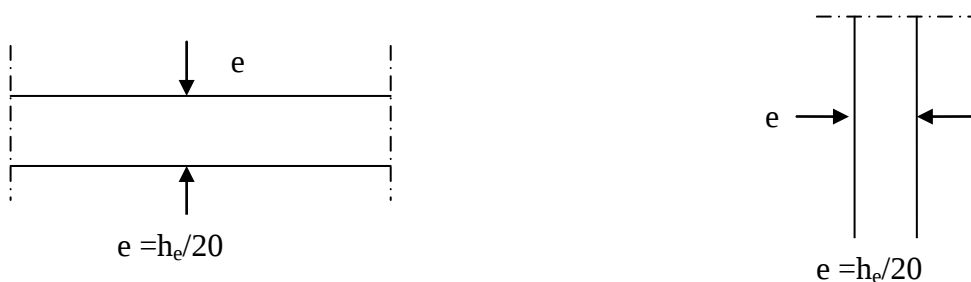


Fig .2.7: pré dimensionnement des voiles

Dans notre projet la hauteur max d'étages $h_e = 408 - 40 = 368\text{ cm}$

Par suite : $e \geq 368/20 = 18.4\text{cm}$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

➤ Longueur minimale du voile :

La longueur minimale $l_{\min}$ du voile devra satisfaire la condition $L_{\min} \geq 4e$

$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifié

L: Largeur du voile. e : Epaisseur du voile.

3.1.1) Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99)

3.1.2) Acrotère :

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

➤ Dimension de l'acrotère :

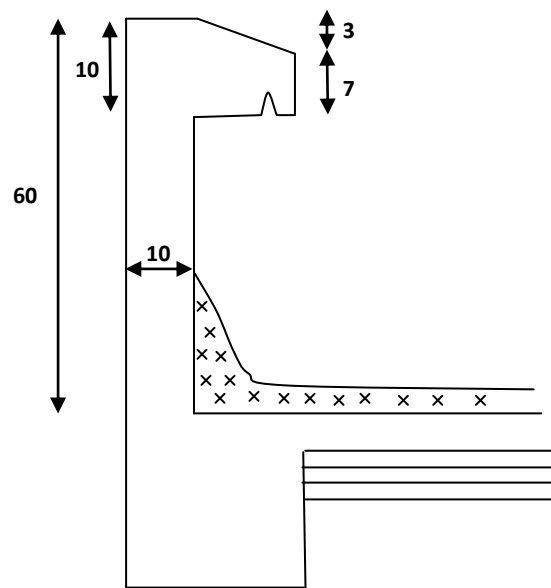


Fig. 3.1.1 Coupe transversale de l'acrotère

➤ Schéma statique :

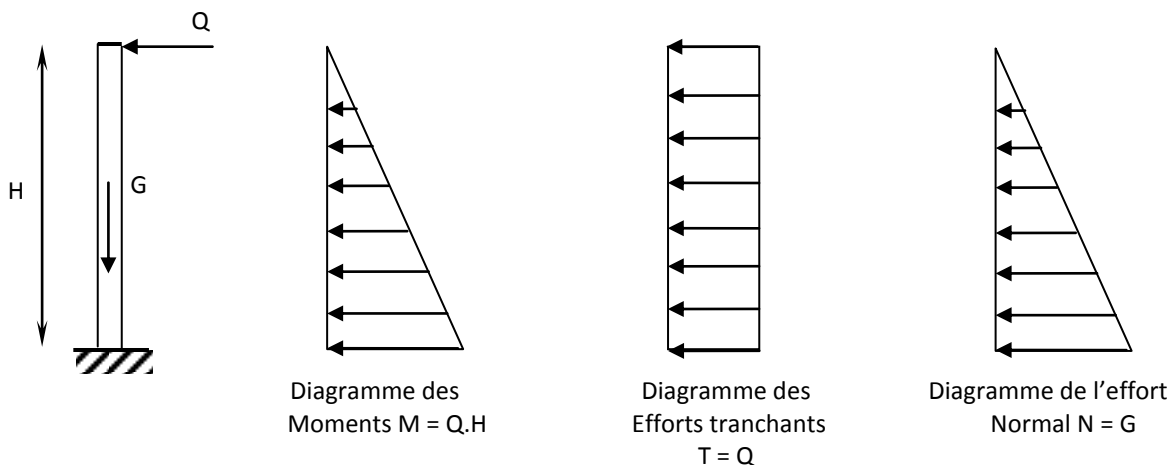
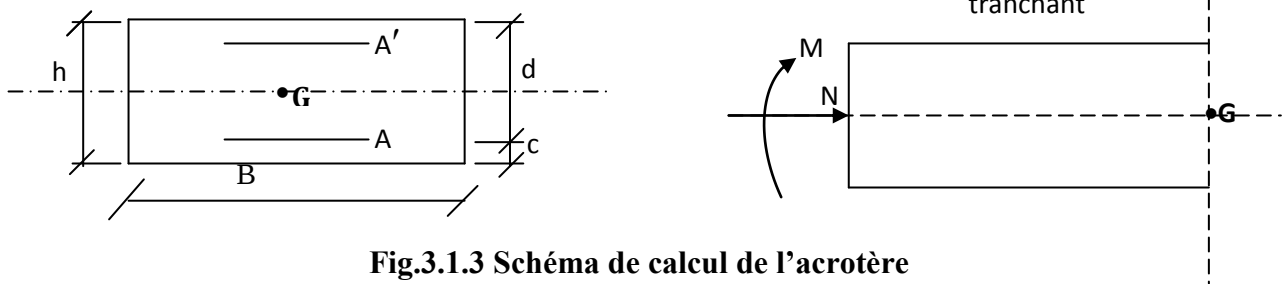


Fig. 3-1-2 : diagrammes des efforts internes.

3.1.3) Détermination des sollicitations :**Fig.3.1.3 Schéma de calcul de l'acrotère**

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15)/2] = 1.818 \text{ KN/ML}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.818 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.818 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.6 \text{ KN.m}$

3.1.4) Combinaison de charges :

➤ **ELU** : (BAEL 91 modifié 99, Art A .3.3.21) la combinaison de charges est:

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1.818 = 2.45 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,60 = 0.9 \text{ KN.m}$

➤ **ELS** : selon le BAEL 91 modifié 99 Art 3.3.3 la combinaison de charges est:

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1.818 \text{ KN}$

- Moment de renversement : $M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

3.1.5) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée (fig. 3 .1.3).

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile ($h - c$) : 7cm

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

❖ Calcul des armatures à L'ELU :

➤ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.45} = 36.73 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

a) Calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.45 \times (0.37 + 0.02) = 0.955 \text{ KN.m} = 0.96 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \left(\frac{0.96 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} \right) = 0.013$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

$$U_f = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.96 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.396 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.396 - \frac{2.45 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.396 - 0.070 = 0.326 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

3.1.6) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL 99/Art .A.2.4.1]**

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

Avec :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,818} = 0,33m = 33 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{33 - (0,455 \times 7)}{33 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,796 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à l'ELU,

$$A_{\min} = 0,796 \text{ cm}^2 < (A_S + A_C) = 0,84 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8=2.01cm² avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

b) Vérification au cisaillement : [BAEL91 art 5.1.1]

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0,0021 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,0021 < \overline{\tau_u} = 2,5 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres : [BAEL99/art A.6.1.1, 3]

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i$ Somme des périmètres Utiles des barres

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

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

d) Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

3.1.7) Vérification à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.916 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 44.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.60 \times 10^3}{0.916 \times 0.07 \times 2.01 \times 10^2} = 54.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifiée})$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.31}{44.52} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

3.1.8) Etat limite de fissuration :

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

3.1.9) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{Avec :}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0.15$ (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

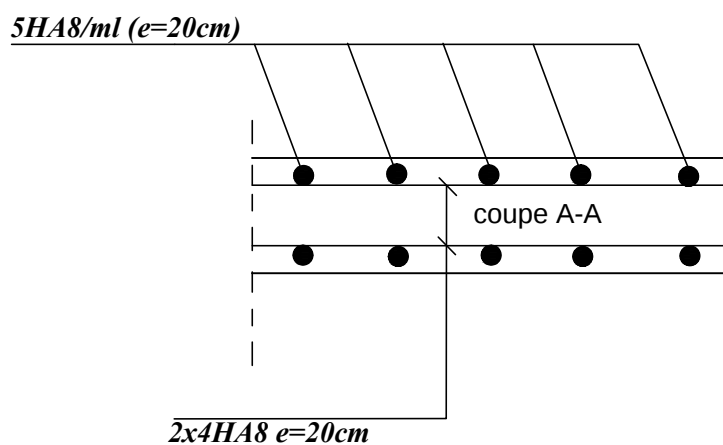
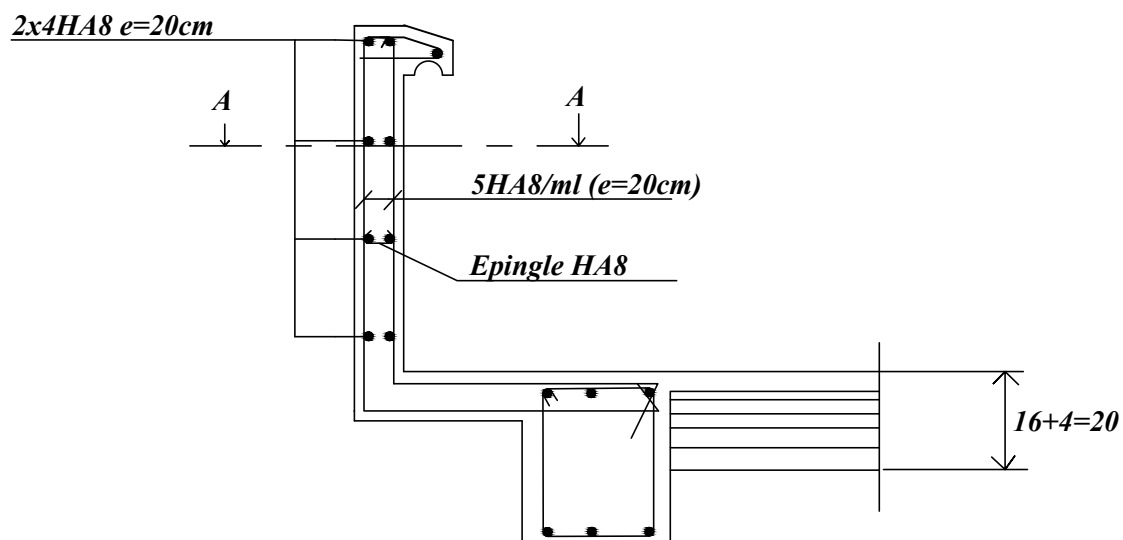
C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1.181 KN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.181 = 0.872 \text{ KN/ml} = 0.872 < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Plan de ferrailage de l'acrotère

Proposé par :	Bureau d'étude	juillet 2013
Dessiné par :	Melle Guessab Melkheir	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

3.2) Plancher :**3.2.1) Introduction :**

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

3.2.2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS 520).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles. BAEL (Art B.6.8.423).

3.2.3) Calcul des armatures**3.2.3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\text{HA}6 / \text{ml} , A = 1.7 \text{ cm}^2$$

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

Avec : S_t : distance entre les armatures.

3.2.3.2) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}6 / \text{ml} , A = 1.7 \text{ cm}^2$$

Finalement :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (15x15) cm².

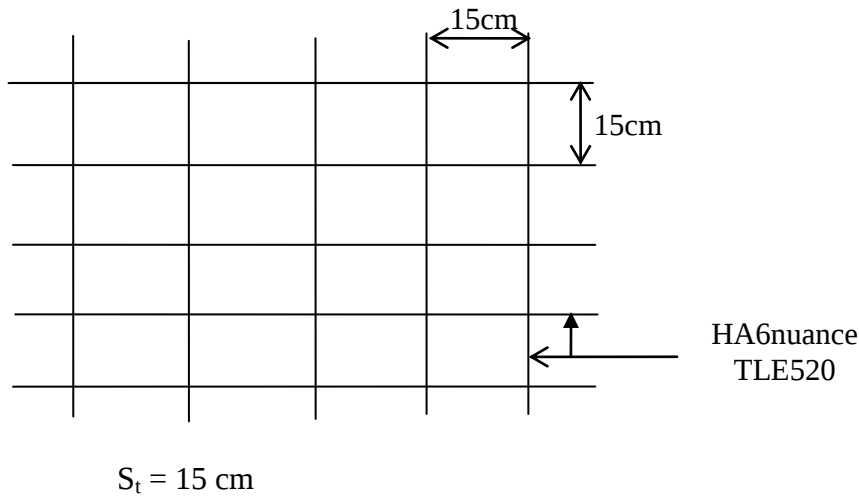


Fig 3.2.1 : Treillis soudé de 15x15cm

3.2.3.3) Calcul des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en T

a) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($65 - 12$), ($L = 53 \text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 435 \text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b) Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 43,5; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

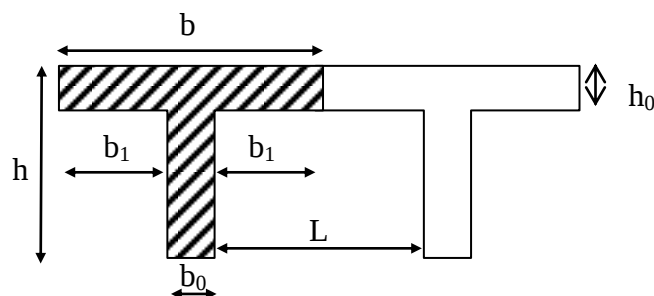


Fig 3.2.2 construction de la section en T

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

➤ **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements

Poids propre $g = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux..... $g' = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

D'où $G = 0,74 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 20 \text{ cm}$

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

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

Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression ... $b = 65 \text{ cm}$

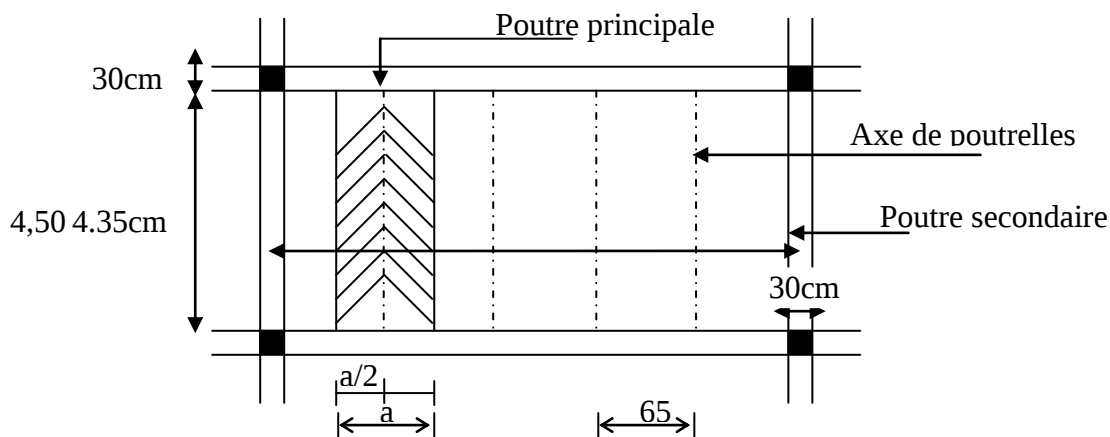


Fig.3.2.3 : surface revenant aux poutrelles

2) Ferrailage à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

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

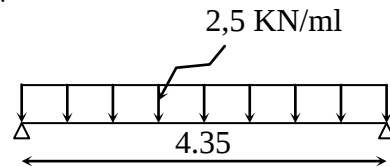
$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 2,5 \times (4,35)^2 / 8 = 5,91 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

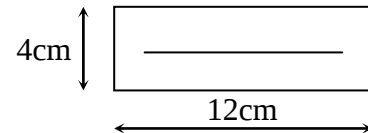
$$T = q L / 2 = 2,5 \times 4,35 / 2 = 5,43 \text{ KN}$$

**3) Ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{5,91 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,67 > 0,394$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

**4) Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais Intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de Compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

➤ 2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher :

$$G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ ml.}$$

Les combinaisons des charges :

$$\begin{aligned} \text{- ELU : } q_u &= 1,35 G + 1,5 Q \\ &= 1,35(3,38) + 1,5(1,625) = 6,35 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- ELS : } q_s &= G + Q \\ &= 3,38 + 1,625 = 5,005 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

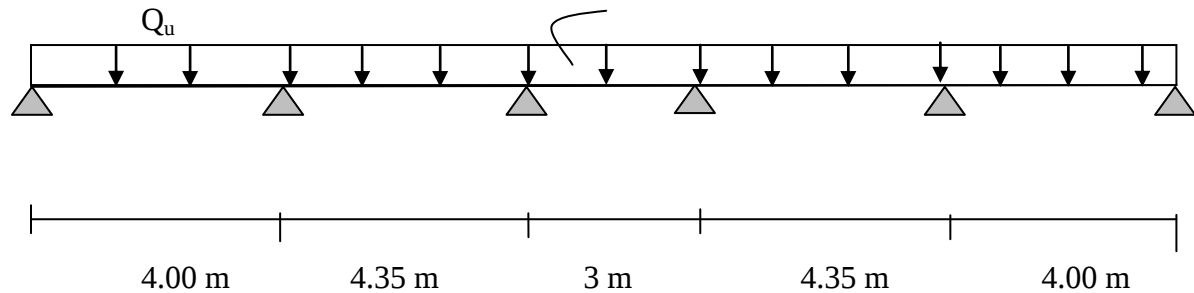
1) Méthode forfaitaire

$$\begin{aligned} \text{➤ } Q &\leq \max(2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow Q = 1,625 \text{ KN} < \max(2G, 5 \text{ KN}) \\ 1,625 \text{ KN} &< \max(2 \times 3,38, 5 \text{ KN}) = 6,76 \text{ KN} (\text{condition vérifiée}). \end{aligned}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales de la poutre sont constants dans toutes les travées.

$$I_i = I_{i+1} \text{ (condition vérifiée).}$$

- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées :



$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25.$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{4.35} = 0.91 \quad \text{(condition vérifiée).}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{4.35}{3} = 1.45 \quad \text{(condition non vérifiée).}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3}{4.35} = 0.68 \quad \text{(condition non vérifiée).}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{4.35}{4} = 1.08 \quad \text{(condition vérifiée).}$$

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul se fera par la méthode des trois moments

2) Rappel sur la méthode des trois moments :

- Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

3) Exposé de la méthode des trois moments :

➤ Exposition de la méthode :

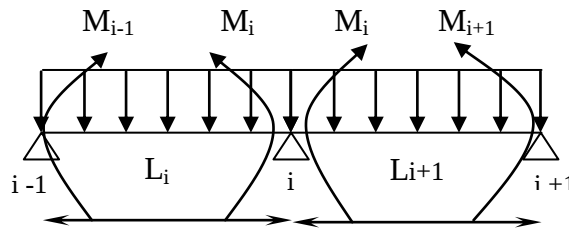


Fig.3.2.4 : Méthode des trois moments

Les équations des trois moments données par les expressions suivantes :

➤ Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

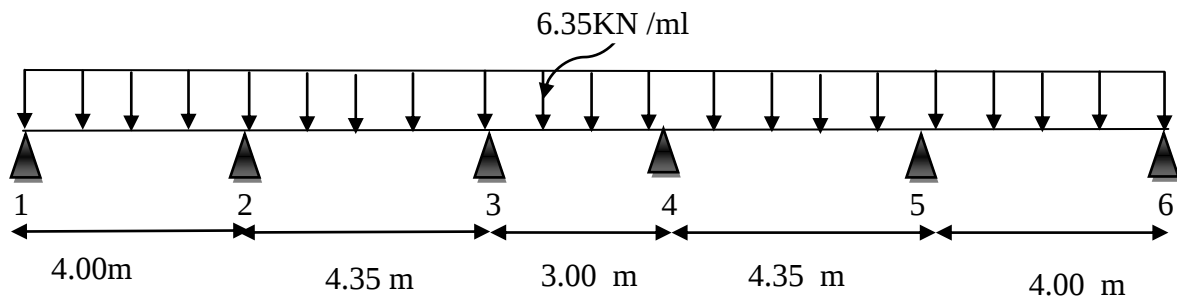


Fig.3.2.5 : Schéma statique de la poutrelle

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

4) Calcul des moments aux appuis :

L'appui 1 : $8M_1 + 4M_2 = -101.6 \dots \dots \dots (1)$

L'appui 2 : $4M_1 + 16.7M_2 + 4.35M_3 = -232.27 \dots \dots \dots (2)$

$$L'apui 3 : 4.35M_2 + 14.7M_3 + 3M_4 = -173.53 \text{ ----- (3)}$$

$$L'apui 4 : 3M_3 + 14.7M_4 + 4.35M_5 = -173.53 \text{ ----- (4)}$$

$$L'apui 5 : 4.35M_4 + 16.7M_5 + 4M_6 = -232.27 \text{ ----- (5)}$$

$$L'apui 6 : 4M_5 + 8M_6 = -101.6 \text{ ----- (6)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -7.6078 \text{ KN.m} \quad M_2 = -10.1844 \text{ KN.m} \quad M_3 = -7.3010 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -7.3010 \text{ KN.m} \quad M_5 = -10.1844 \text{ KN.m} \quad M_6 = -7.6078 \text{ KN.m}$$

5) Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1.89 \text{ m} \rightarrow M_{1 \max}(1.89) = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2.27 \text{ m} \rightarrow M_{2 \max}(2.27) = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1.5 \text{ m} \rightarrow M_{3 \max}(1.5) = -0.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 2.07 \text{ m} \rightarrow M_{4 \max}(2.07) = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 2.11 \text{ m} \rightarrow M_{5 \max}(2.11) = 3.83 \text{ KN.m}$$

N.B/

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = -5.071 \text{ KN.m} \quad M_2 = -6.7896 \text{ KN.m} \quad M_3 = -4.86 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4.86 \text{ KN.m} \quad M_5 = -6.7896 \text{ KN.m} \quad M_6 = -5.071 \text{ KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

6) Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ } les moments seront
après

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ } en valeur absolue

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{\max}$ [KN.m]
Travée 1-2	4.00	13.12	-12.27	1.93	6.79
Travée 2-3	4.35	13.36	-14.25	1.46	4.37
Travée 3-4	3.00	9.52	-9.52	1.5	2.28
Travée 4-5	4.35	14.25	-13.36	1.62	4.37
Travée 5-6	4.00	12.27	-13.12	1.61	6.79

Tableau.3.2.1 : Efforts tranchants et moments en travée

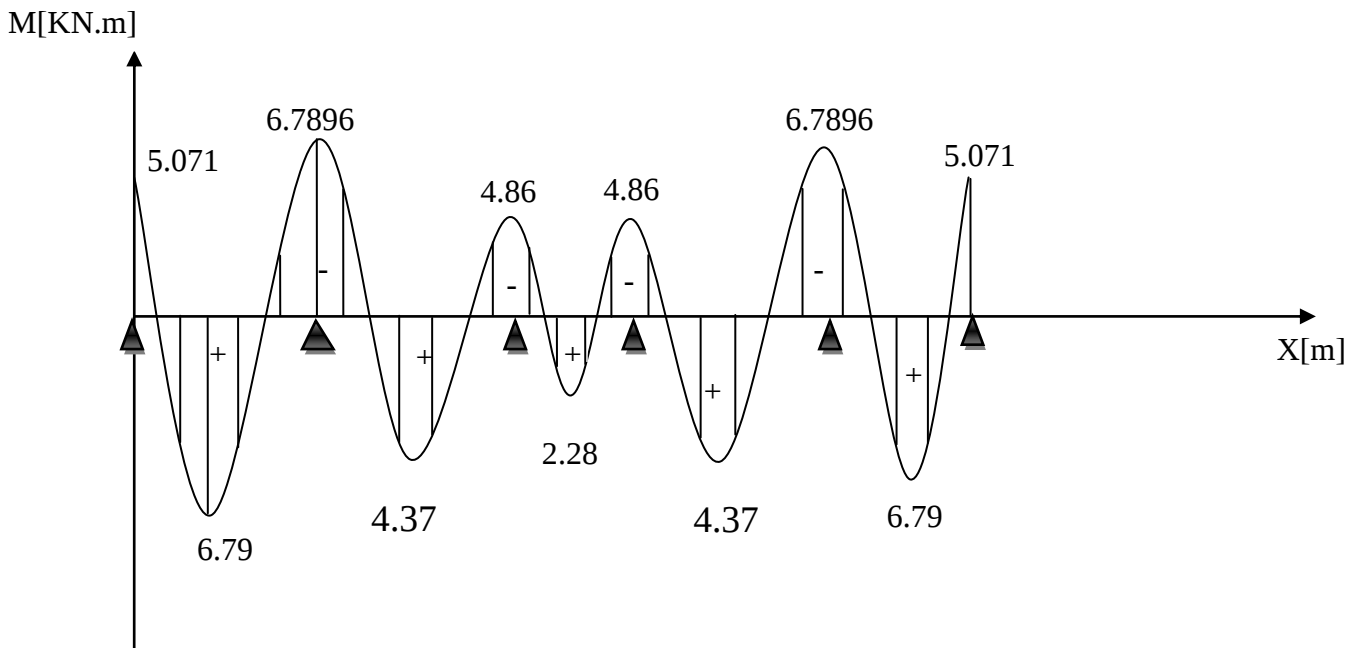


Fig. 3.2.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

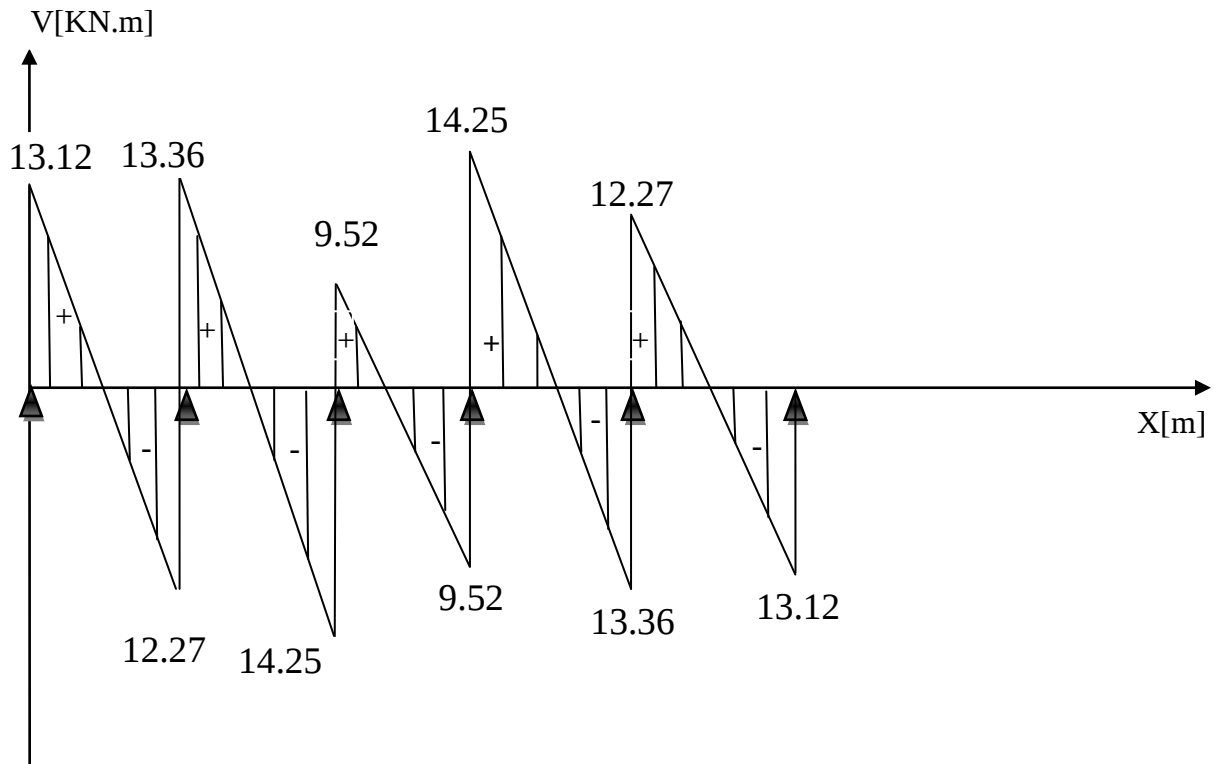


Fig .3.2.7 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Ferraillage des poutrelles :

On optera pour deux cas de calcul pour le ferraillage des poutrelles

- cas : $l=4.05\text{m}$

7) Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

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

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

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)

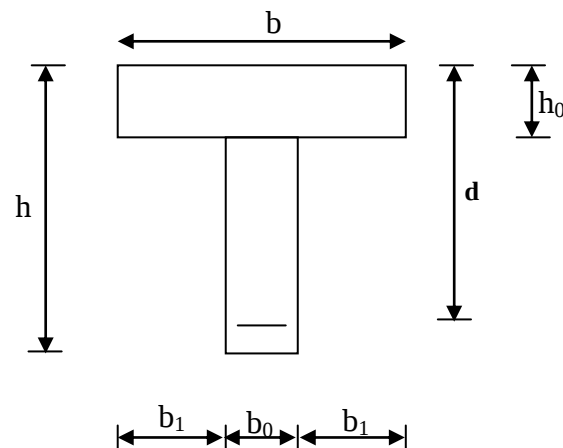


Fig. 3.2.8 Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compressionaux travées

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_u = 6.79 < M_0 = 59.072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

8) Calcul des armatures longitudinales :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.79}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.022 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.874$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6.79}{0.874 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1.24 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 f_{bu}} = \frac{6.789}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.122$$

$$\mu = 0.122 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

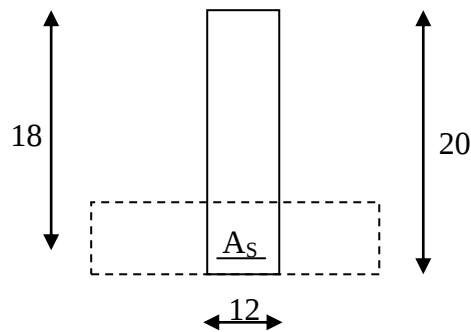


Fig. 3.2.9 Section de calcul de la poutrelleaux appuis

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{6.789}{0.935 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1.15\text{cm}^2$$

On adopt: $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$

9) Calcul des armatures transversales :

➤ **Le diamètre minimal des armatures transversales : (BAEL 99, Art. A.7.2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0.57 ; 12 \} = 0.57 \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 6\text{mm}$

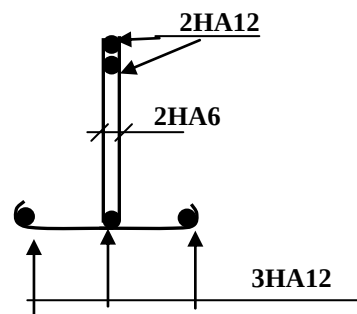


Fig. 3.2.10 Plan de ferrailage de poutrelle

➤ **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$S_{t1} \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = 16.2\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$ en Zone courant

10) Vérifications à L'ELU:

➤ **Vérification à la condition de non fragilité : [Art A 4.2 ,1/BAEL 99]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à $A_{\min}$, donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis**

(B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{14.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 12} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL99.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Lorsque les armatures transversales sont droites ($\alpha = 90^\circ$) on doit vérifier que :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14,25 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,659\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,659\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ avec $a=0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$$

Appuis de rives :

$$V_u^{\max} = 13,12\text{KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

Appuis intermédiaire :

$$V_u^{\max} = 14,25 + 13,36 = 27,61\text{KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

11) Vérification à l'ELS :**Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,005}{6,35} = 0,78 \quad ; \quad q_u = 6,35 \text{ KN/ml}, q_s = 5,005 \text{ KN/ml}$$

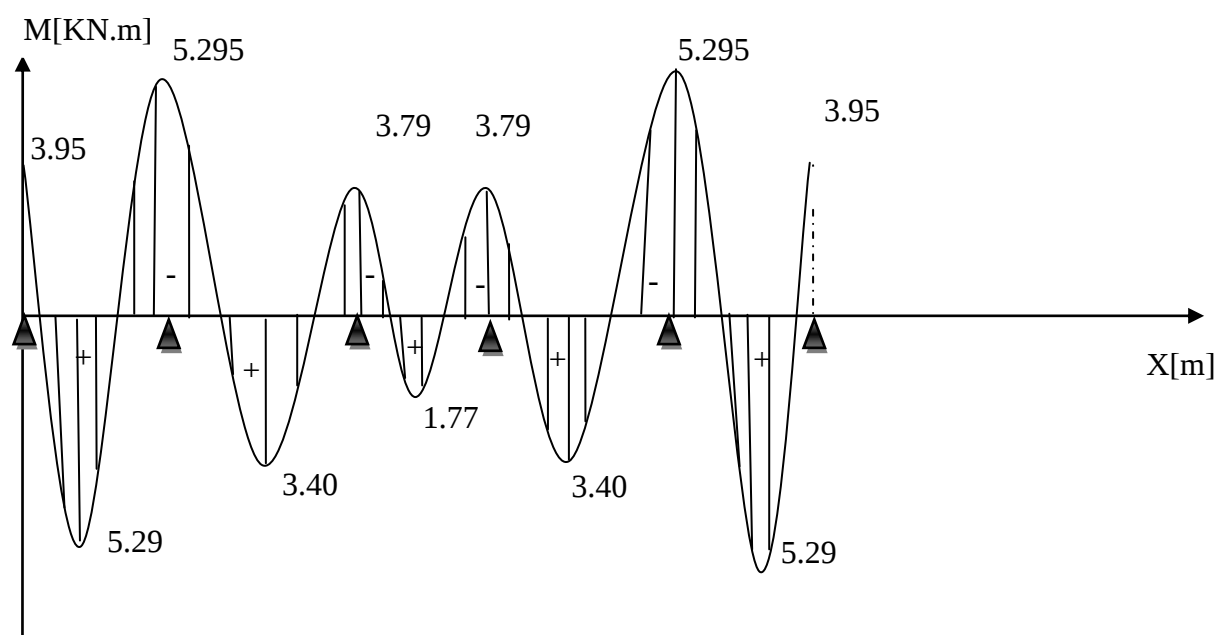


Fig. 3.2.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

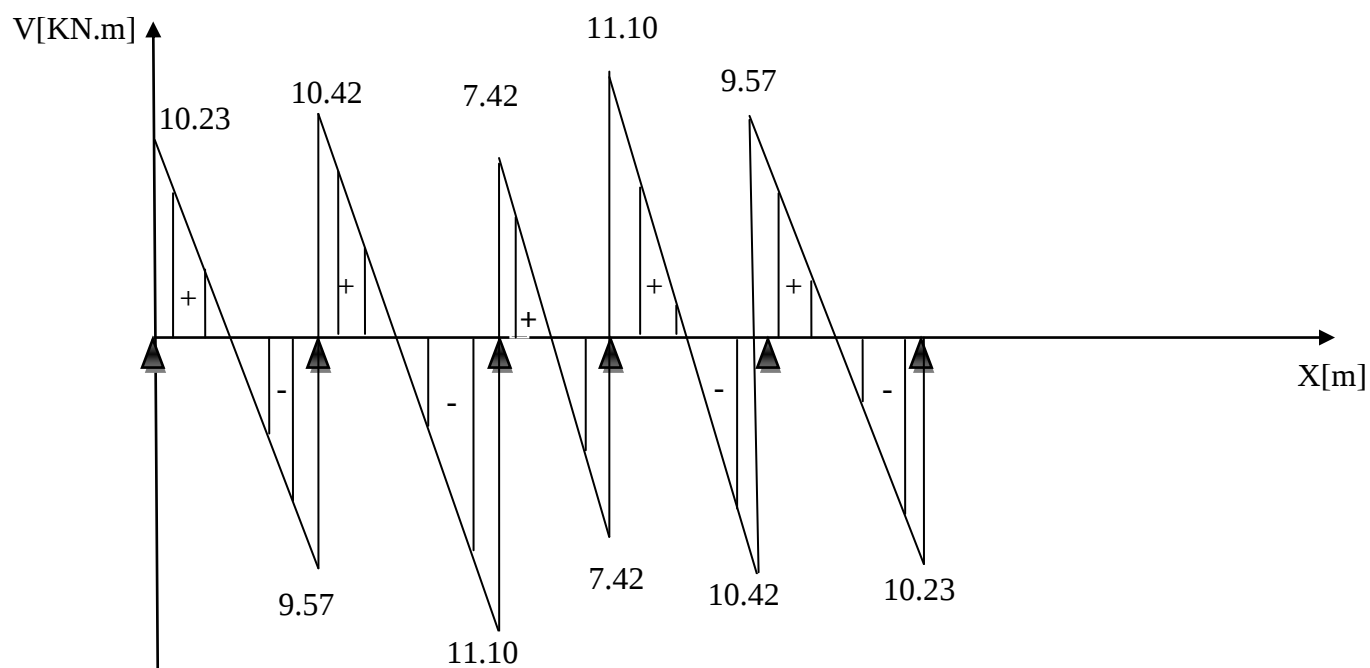


Fig. 3.2.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

NB :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow \alpha_1 = 0.534$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.489}{15(1 - 0.489)} = 0.063$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.29 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} = 103.575 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.063 \times 103.575 = 6.525 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow \alpha_1 = 0.426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.426}{15(1 - 0.426)} = 0.049$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.29 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 226} = 151.56 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.049 \times 151.56 = 7.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

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

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions.

Donc : Fissuration peu préjudiciable

$$\Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ Mpa}$$

➤ En travée :

$$\sigma_{st} = 103.575 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation (la flèche) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 444 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 21 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{3.95} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}.$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section.

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

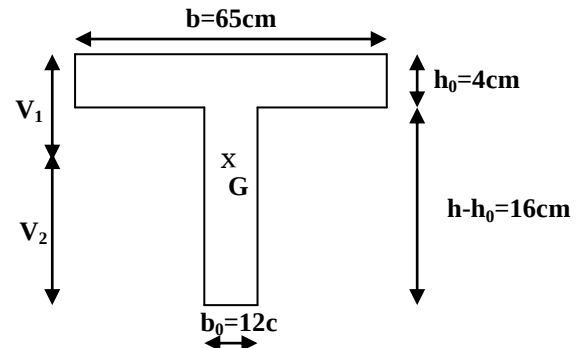


Fig .3.2.13

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times (h - b_0) + bh_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$f_i = \frac{5,29 \times (3,95)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 7305} = 0,35 < \overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{5,29 \times (3,95)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 12683,6} = 0,60 \leq \overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

⇒ **Donc la flèche est vérifiée**

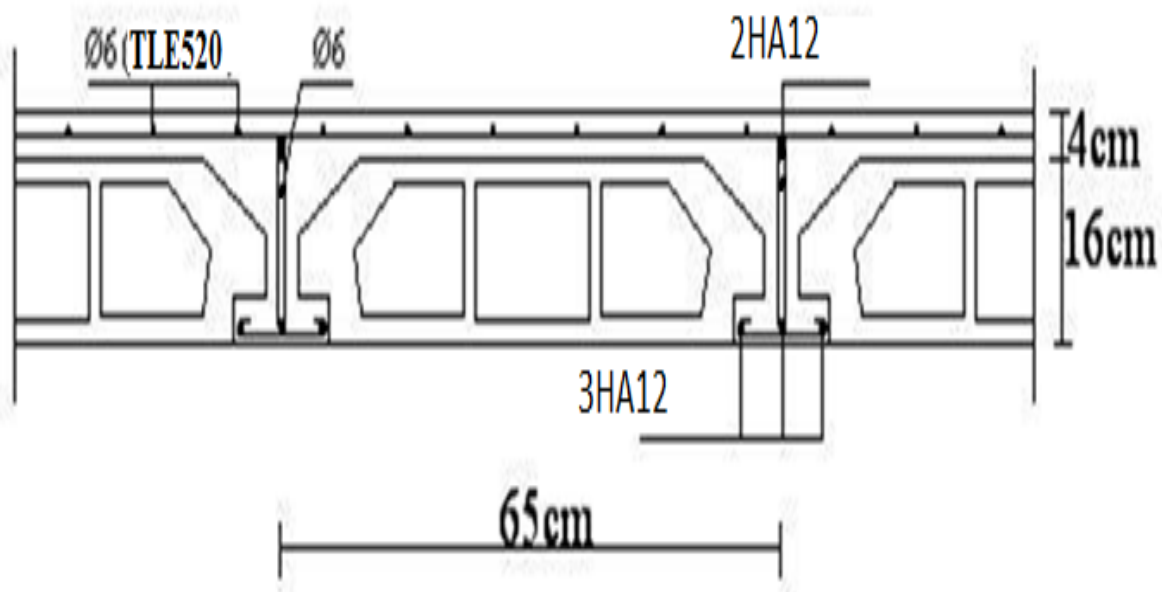


Fig .3.2.14 Ferrailage du plancher en corps creux

3.3. Calcul des escaliers :

3.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

3.3.2. Terminologie :

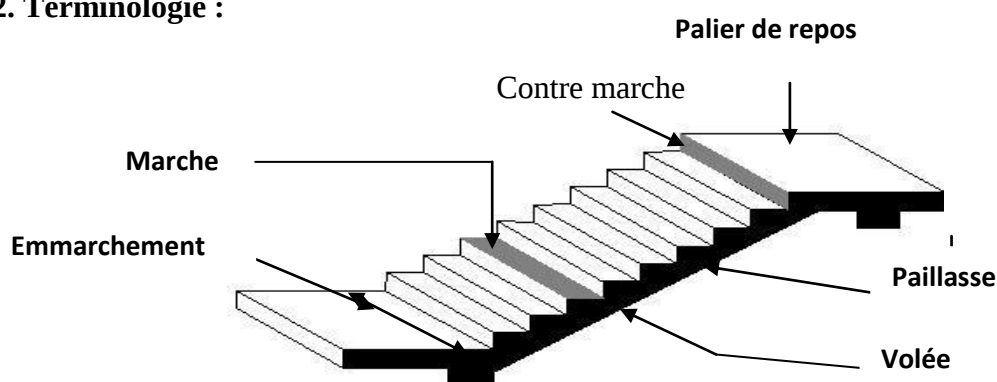


Figure 3.3.1: Principaux termes relatifs à un escalier

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = (n-1)$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

$$n : \text{nombre de contre marches donné par } n = \frac{H}{h}$$

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs. **Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h : le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

3.3.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- À cartier tournants ;
- À palier intermédiaire ;
- À la Française (limon apparent sur le coté) ;
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure3.6.3** donne quelques exemples :

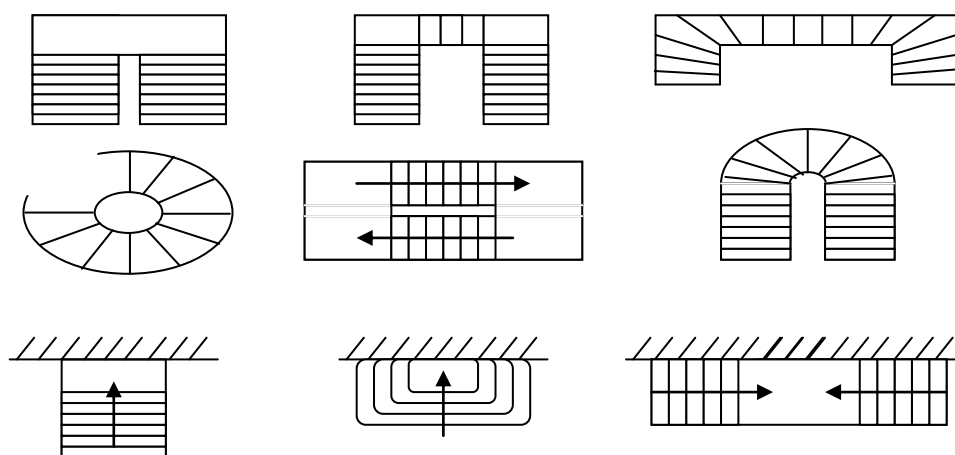


Figure 3.3.2 : Différents types d'escaliers

Dans notre calcul on va s'intéresser au cas le plus défavorable.

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, il sont constitués des paliers et paillasse dans le calcul à des poutre isostatiques.

3.3.4. Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

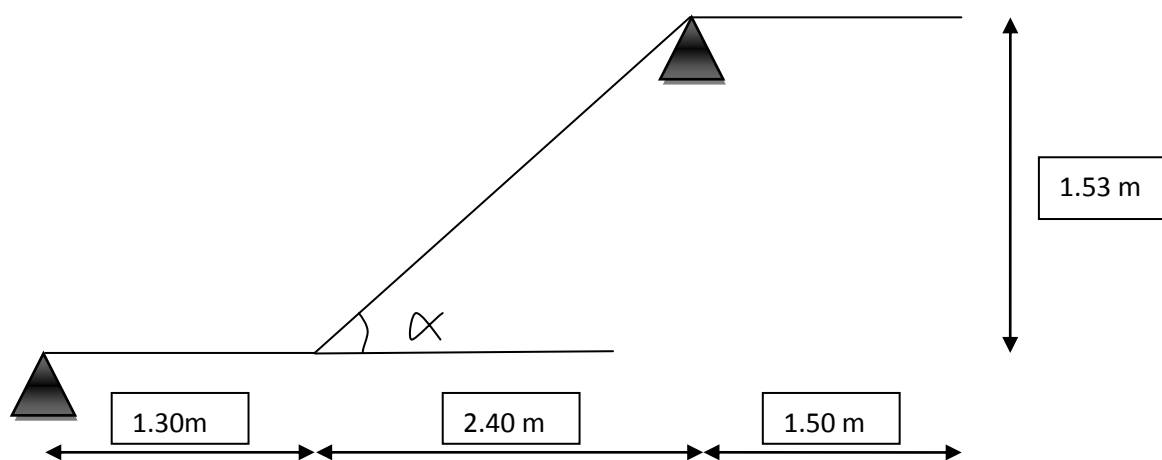


Figure 3.3.3 : système d'appuis

a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend **$h = 17\text{ cm}$** .

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

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

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

$$\text{tg} \alpha = 17 / 30 = 0.566 \implies \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 276 \text{ cm} ; L_2 = 130 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } L = 276 + 130 = 406 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{406}{30} \leq e_p \leq \frac{406}{20} \implies 13.53 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm.}$$

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

2) Détermination des charges et surcharges :

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

➤ **Les charges permanentes :**• **Le palier :**

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	$G_1 = 5.19$

Tableau 3.3.4.2.a : Charge totale du palier.

• **La volée :**

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.31$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	$G_2 = 7.87$

Tableau 3.3.4.2.b : Charge totale de la volée.

• **la charge concentrée :**

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

$$P = (3.06 - 0.15) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.86 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

b. **Combinaison des charges :**

ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.75 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 7.87 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.37 \text{ KN / ml}$.

$P = 1.35 \times 6.86 = 9.27 \text{ KN}$.

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_{s1} = (5.19 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.69 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{s2} = (7.87 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.37 \text{ KN / ml}$.

Le poids du mur est rajouté comme une charge ponctuelle (P) qui vaut :

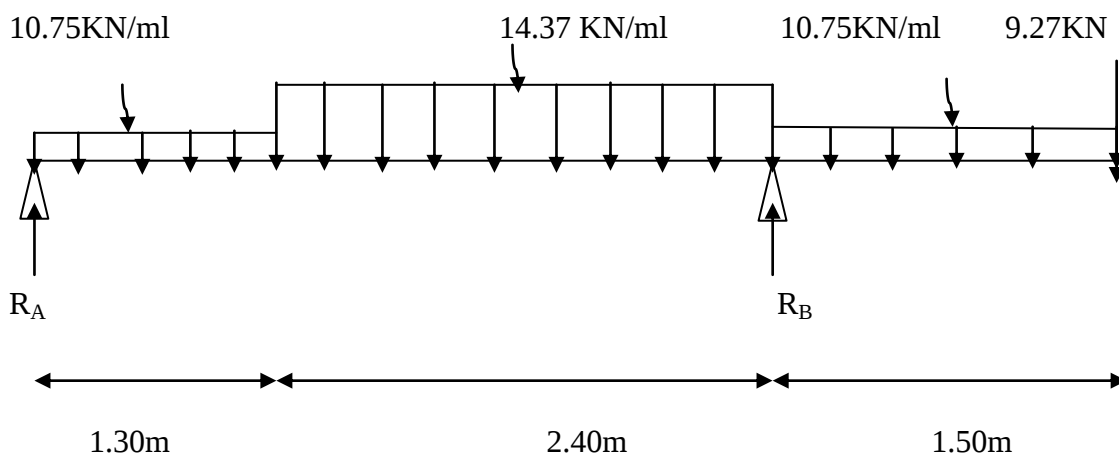
$P = (3.06 - 0.15) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 6.86 \text{ KN}$.

Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2.4 \text{ m}$.

- **Les réactions aux appuis :**

D'après les formules de la RDM :



$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 73.85 \text{ KN}.$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 58.16 \text{ KN}.$$

$$\Sigma M / B = 0 ; R_A = 15.68 \text{ Kn}.$$

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant	x (m)	Ty (kn)	Mz (kn.m)
$0 \leq x \leq 1.3$	$-10.75x + 15.68$	$-10.75x^2/2 + 15.68x$	0	15.68	0
			1.30	1.7	11.30
$1.3 \leq x \leq 3.7$	$14.37x - 20.38$	$2.2x + 8.44 - \frac{14.37(x - 1.3)^2}{2}$	1.3	1.7	11.30
			3.7	32.78	-25.80
$0 \leq x \leq 1.5$	$-10.75x - 9.27$	$-5.375 x^2 - 9.27x$	0	-9.27	0
			1.5	-25.39	-26.00

Tableau 3.3.4.2.c : résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$10.75 x - 15.68 = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = 1.45 \text{ m (de la gauche)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1.45$ m.

Donc $M_{z\max} = 11.43 \text{ KN.m}$

- $M_{\text{Appui}} = -0.3 \times 11.43 = -3.43 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{Travée}} = 0.85 \times 11.43 = 9.71 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{Bappui}} = -25.80 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{console}} = 26.00 \text{ KN.m}$

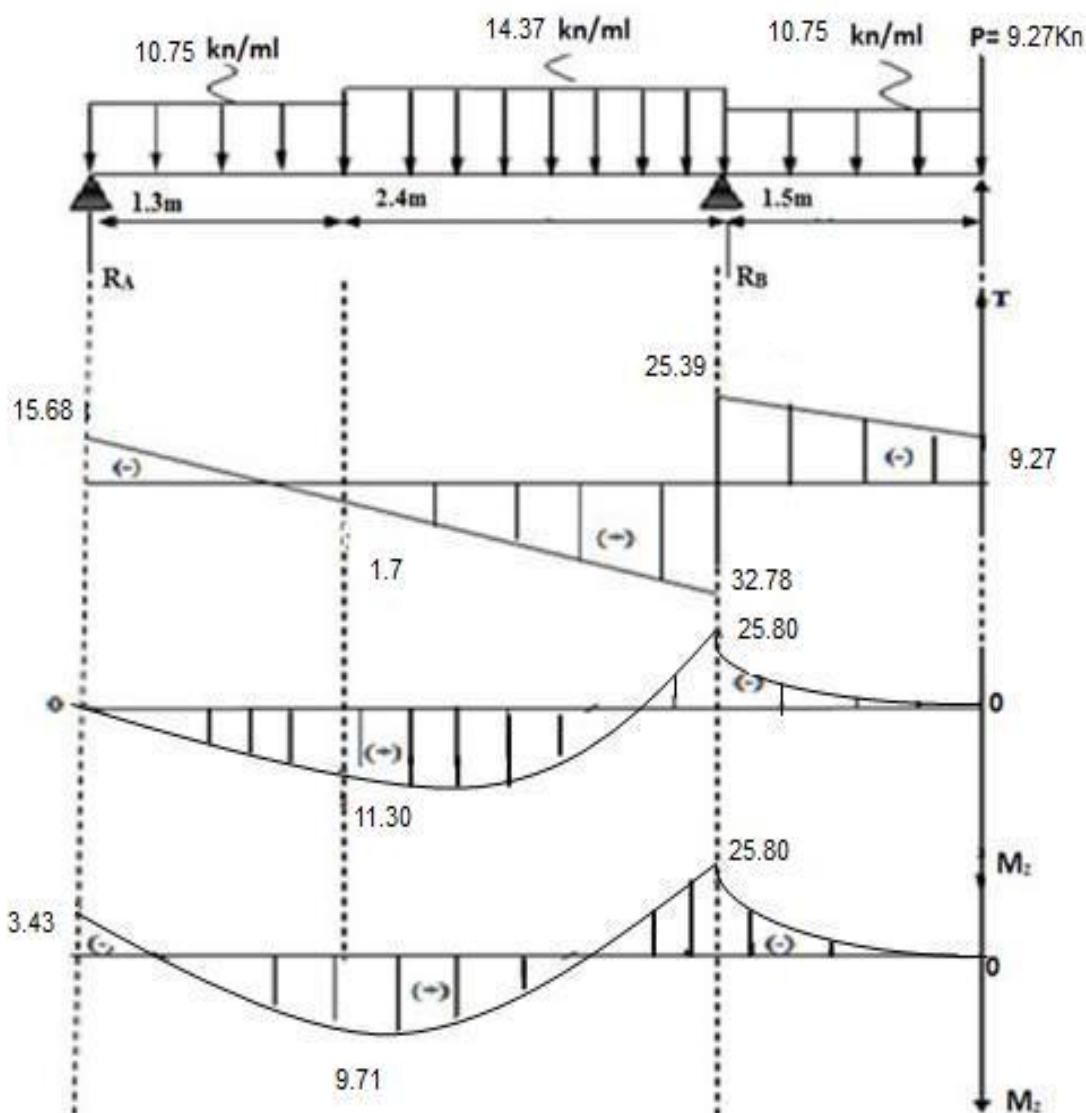


Fig3.3.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures :

1. Ferrailage à l'ELU :

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

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

Aux appuis :

- Appui A : $M_A = 3.43 \text{ kN.m}$.

➤ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3.43 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_a = 0.014 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0.014 ; \beta_1 = 0.993 \quad \Rightarrow$$

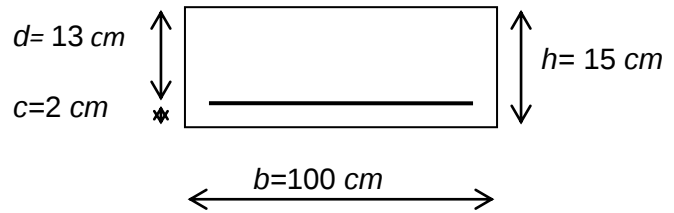
$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.39 \times 1000}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_A = 5HA10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5HA10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• Appui B : $M_b = 25.80 \text{ KN.m.}$

➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_b}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{25.80 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.107$$

$$\mu_a = 0.107 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.107 ; \beta_1 = 0.944 \quad \Rightarrow$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.80 \times 1000}{0.944 \times 13 \times 348} = 6.04 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 5HA14 / \text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **En travée : $M_t = 9.71 \text{ KN.m}$** ➤ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{9.71 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu_t = 0.04 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.04 ; \beta_1 = 0.980 \quad \Longrightarrow$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.80 \times 1000}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rt} = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

1) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}.$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_A = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_B = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **En travées :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \max = 20 \text{ cm} < \min \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Armatures répartitions : $S_t \max = 25 < \min \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

C) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 99, Art.5.1.211) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{32.78 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.25 \text{ MPa}$$

Avec $T_{u\max}$: effort tranchant maximal

$$T_{u\max} = 32.78 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

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

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art.5.1.313)**❖ Influence sur la contrainte du béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28}}{\gamma_s} \times 0,9 db$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 13 \times 10}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 32.78 < 780 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur Les armatures: (BAEL 99 Art.5.1.321)

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(32,78 + \frac{(-25,80) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = -0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7,69 \text{ cm}^2 \geq -0,54 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence des armatures tendues (BAEL99, Art A.6.1.3) :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

➤ **Appui A :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15,7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,78}{0,9 \times 130 \times 15,7} = 0,014 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0,014 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Appui B :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,68}{0,9 \times 130 \times 21,98} = 0,0060 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,0060 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.221) :

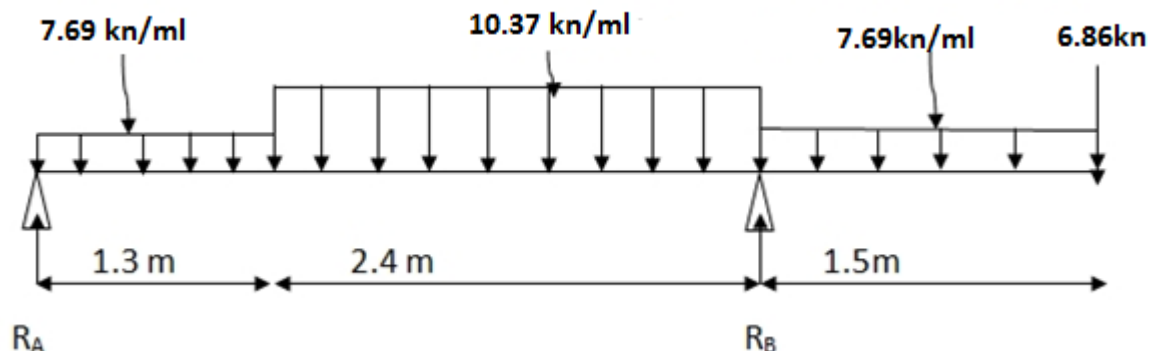
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour l'appui A : $\phi_A = 1 \text{ cm.}$ $L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm.}$

Pour l'appui B : $\phi_B = 1,4 \text{ cm}$ $L_B = 35,27 \times 1,4 = 49,37 \text{ cm.}$

Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :



• Les réactions aux appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 53.28 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_a = 15 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_b = 42.07 \text{ KN.}$$

Tronçon(m)	Effort tranchant (Ty)	Moments fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (kn)	Mz (kn.m)
$0 \leq x \leq 1.3$	$-10.75x + 15.68$	$-10.75x^2/2 + 15.68x$	0	-11.20	0
			1.30	1.2	8.06
$1.3 \leq x \leq 3.7$	$14.37x - 20.38$	$2.2x + 8.44 - \frac{14.37(x - 1.3)^2}{2}$	1.3	1.2	8.06
			3.7	23.57	-20.25
$0 \leq x \leq 1.5$	$-10.75x - 9.27$	$-5.375 x^2 - 9.27x$	0	-6.86	0
			1.5	-18.39	-18.94

Tableau 3.3.5. : Résumé des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$7.69x - 11.20 = 0 \implies X = 1.45 \text{ m (de la Gauche)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1.45 \text{ m}$. Donc $M_{z\max} = 8.15 \text{ KN.m}$.

- $M_{A\text{appui}} = -0.3 \times 8.15 = -2.44 \text{ KN.m}$.
- $M_{T\text{travée}} = 0.85 \times 8.15 = 6.92 \text{ KN.m}$.
- $M_{B\text{appui}} = 17.86 \text{ KN.m}$.
- $M_{\text{console}} = 18.94 \text{ KN.m}$.

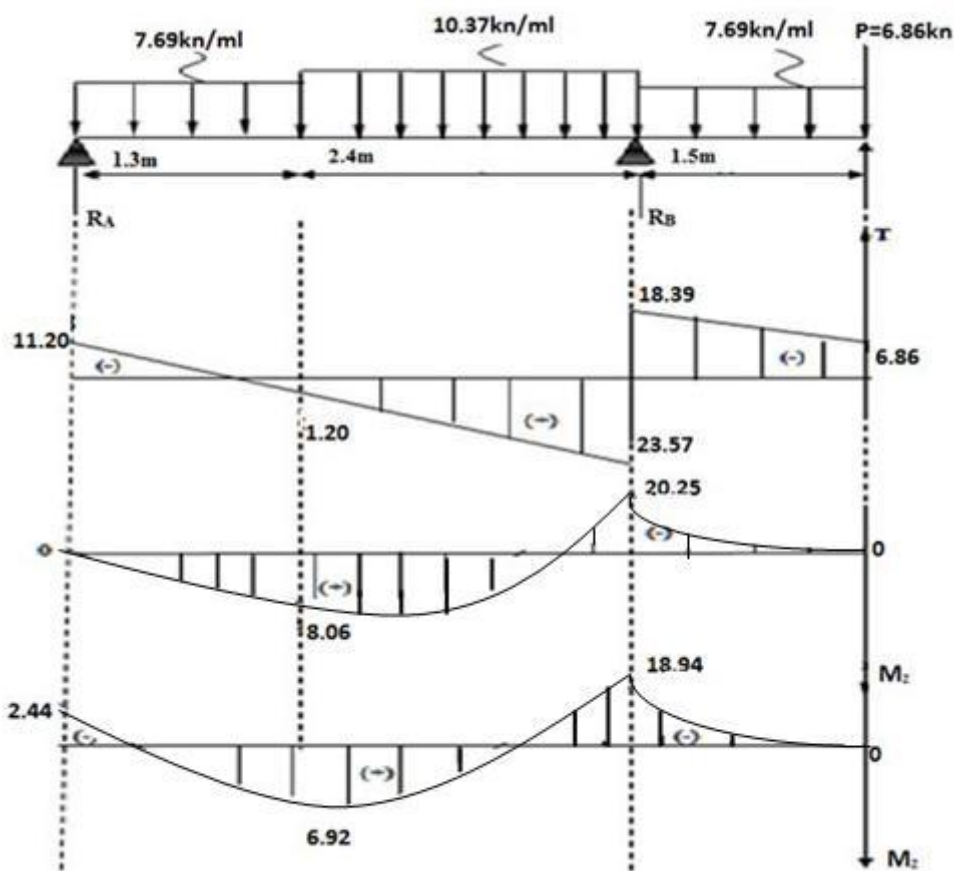


Fig3.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS :

2. vérifications à l'ELS :**a. contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'ULS.

ρ : Coefficient

β_1 , K : Coefficients en fonction de ρ

σ_s : Contrainte dans les armatures dans la section de béton.

M_{bs} : Moment de flexion à l'ULS.

d : Hauteur utile.

b : Largeur de l'âme de béton

A : Section d'armatures dans la section du béton.

Aux appuis :**• Appui B :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 13} = 0,59$$

$$\rho = 0,59 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,886 \\ K = 0.034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{17.86 \times 10^3}{0,886 \times 13 \times 7.69} = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.030 \times 183.88 = 6.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,30$$

$$\rho = 0,175 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,119 \\ K = 0.023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{2.44 \times 10^3}{0.119 \times 13 \times 3.92} = 402.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.023 \times 402.35 = 9.25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.30$$

$$\rho = 0.30 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.119 \\ K = 0.024 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.69 \times 10^3}{0.119 \times 13 \times 3.92} = 602.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.023 \times 602.02 = 13.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation :**

b. Vérification de la flèche :

- **Pour paillasse :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{406} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

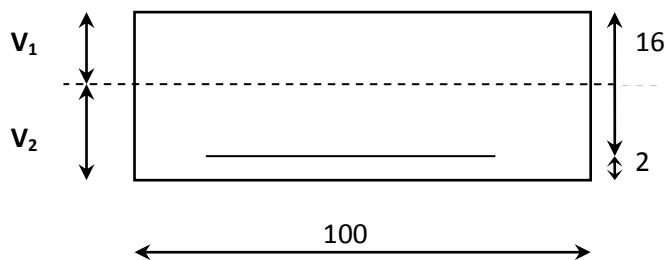
Avec : $q_s = 10.37 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$



$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 13) = 12014.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 3.92) = 1558.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12014.4}{1558.8} = 7.70 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.70 = 7.29 \text{ cm}.$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 28776.696 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((9.22)^3 + (8.78)^3) + 15 \times 3.92 \times (8.78 - 2)^2$$

$$I_0 = 51390.0 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.0030$$

-Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.00245 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2.8$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00425 \times 156.56 + 2.1} = 0.22$$

$$Ifv = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 51390}{1 + 3.52 \times 0.22} = 31858.1 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.23 \times 10^3 \times 4.15^4}{10818.86 \times 10^6 \times 31858.1 \times 10^{-8}} = 0.012 \text{ cm} \quad \bar{f} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

- **La console :**

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$; $\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.1$ condition vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$; $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.0030 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Avec : l : la portée de la travée entre les appuis.

h : la hauteur total de la section.

M_t : moment maximal en travée.

M_0 : moment fléchissant maximal en travée.

b_0 : la largeur (embranchement)

d : la hauteur utile de la section droite.

A : la section d'armature en travée.

F_e : limite d'élasticité de l'acier.

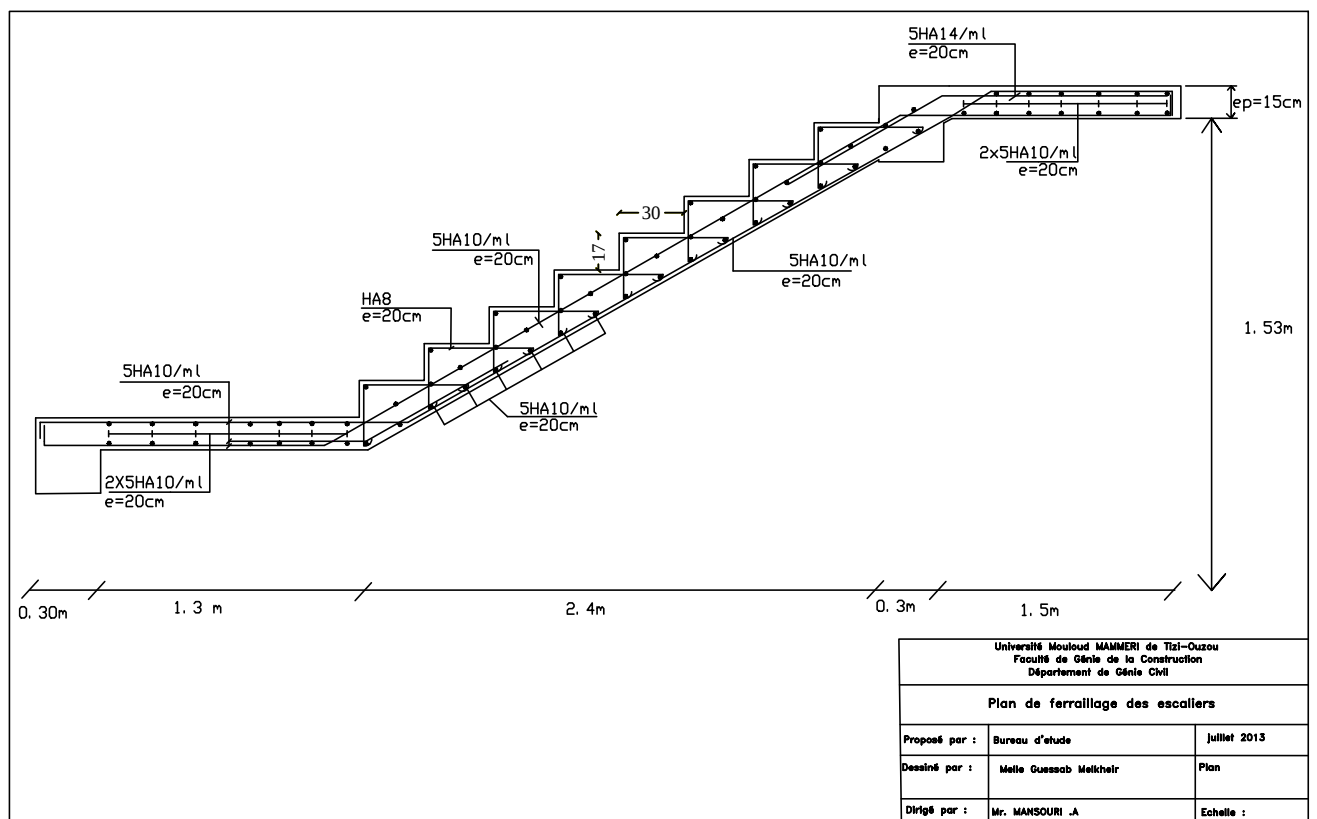
On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

C. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



3.4 Calcul de la poutre palière

La poutre est considérée comme semi encastrée dans les deux poteaux et sa portée est :

$$L = 3,30 \text{ m.}$$

a. pré dimensionnement

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

Avec :

H_t : hauteur de la poutre.

L : la portée de la poutre Avec $L = 3,3 - 0,3 = 3 \text{ m.}$

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm.}$$

Donc on fixe sa hauteur à 35 cm.

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA 91. La section doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{matrix} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{matrix} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'où la section de la poutre est de $35 \times 30 \text{ cm}^2$.

✓ Les charges revenant à la poutre

- son poids : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml.}$
- Réaction du palier (ELU) $R_B = 58.16 \text{ KN/ml.}$
- Réaction du palier (ELS) $R_B = 42.07 \text{ KN/ml.}$

- **Combinaison à considérer**

→ **E LU**

$$q_u = 1,35 G + R_B.$$

$$q_u = 1,35 \times (2,625) + 58.16 = 61.70 \text{ KN/ml.}$$

→ **E LS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 2,625 + 42.07 = 44.69 \text{ KN/ml.}$$

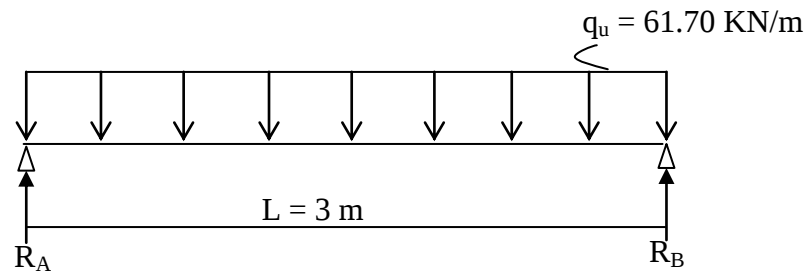


Fig.3.4.1 Schéma statique

b. Calcul du ferrailage (ELU)

✓ **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{61.70 \times 3}{2} = 92.55 \text{ KN.}$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{61.70 \times 3^2}{8} = 69.41 \text{ KN.m.}$$

✓ **Correction des moments**

- **Aux appuis**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 69.41 = -20.82 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 69.41 = 58.99 \text{ KN.m.}$$

✓ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 92.55 \text{ KN.}$$

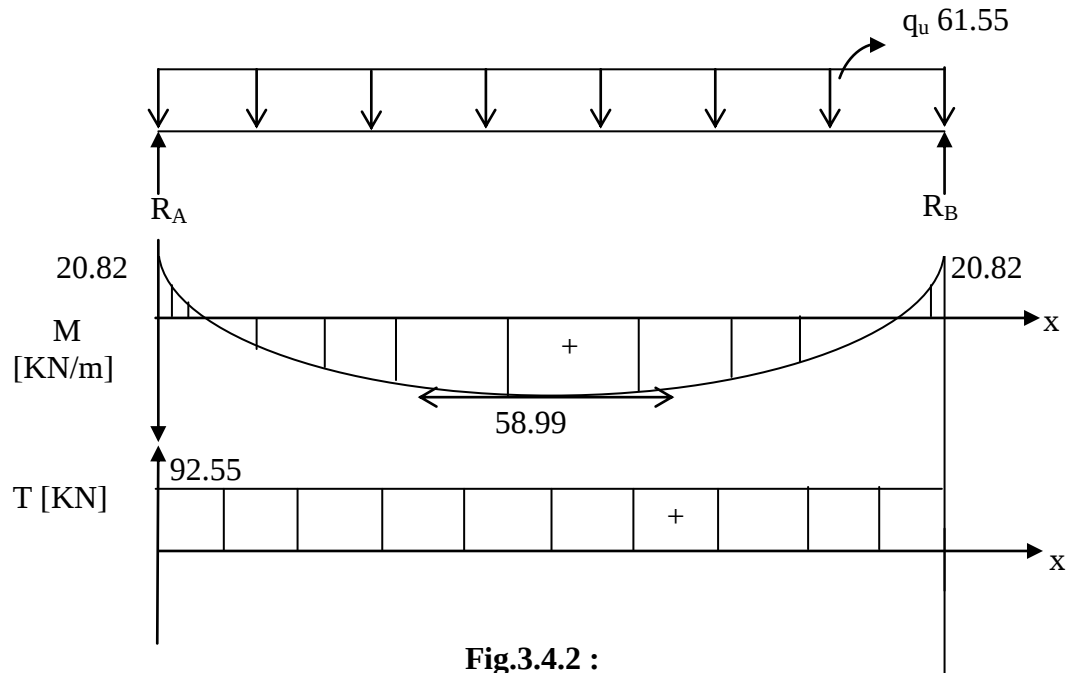


Fig.3.4.2 :
Les diagrammes des moments et efforts tranchants

d. Calcul des armatures

1. Armatures principales (longitudinal)

✓ Aux appuis

$$M_u = -21,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,82 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,045 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,977$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20,82 \times 10^3}{0,977 \times 33 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12** ($A = 3,39 \text{ cm}^2$).

✓ En travée

$$M_u = 58,99 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{58,99 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,127 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,127 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,932$$

$$A_t = \frac{58.99 \times 10^3}{0.932 \times 33 \times 348} = 5.51 \text{ cm}^2$$

On apte pour **6HA12** ($A = 6,78 \text{ cm}^2$).

✓ Vérification

a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

- aux appuis A_a

$$3.39 \text{ cm}^2 > 1.195 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- en travée A_t

$$6.78 \text{ cm}^2 > 1.195 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times \pi \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{92.55 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

c. Encrage des barres

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

e. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_\mu = \frac{0.07 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_\mu = 0.99 < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa.}$$

f. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)**❖ influence sur le béton**

Ou doit vérifiée la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{d.b} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267.d.b.f_{c28}$$

Avec a : 0,9 d = 0,9 × 33 = 29,7 cm.

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 29.7 \times 10 \times 300 \times 25 = 59472.5 \text{ N}$$

$$V_u^{ma} = 92.55 \text{ KN} < 594.7425 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}.$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(92.55 \times 10^3 - \frac{20.82 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) = 64.54 \text{ mm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 0.645 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2).

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_t : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min \{10; 12; 30\}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversale un cadre, donc $A_t = 2 \phi 8 = 1,0 \text{ cm}^2$

a. Espacement des armatures transversales : (Art : A.5.22. BAEL 91)

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{29,7 ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq 29,7 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_{ts} f_e}{b.S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1.23})$$

$$\frac{1.0 \times 400}{30 \times 25} \times 0.53 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification selon le RPA 99 :(Art 7.5.2.2)

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

❖ Dans la zone modale et entravée

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\}.$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8.75 ; 14.4\}.$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ mm}$$

En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{\min} = 0,003 \times S.b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 1,0 \text{ cm}^2 \succ A_{tr}^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Calcul à L'ELS :

2. a) La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = 44.69 \text{ KN/ml.}$$

2. b) Réaction

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{44.69 \times 3}{2} = 67.03 \text{ KN.}$$

2. c) Les efforts internes

$$T_A = T_B = 67.03 \text{ KN. /ml.}$$

$$M_{os} = M_s = M_{0s} = M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{44.69 \times 3^2}{8} = 50.27 \text{ KN.m}$$

❖ aux appuis

$$M_a = -0,3 \times M_{os} = -0,3 \times 50.27 = -15.08 \text{ KN.m}$$

❖ en travée

$$M_t = 0,85 M_{os} = 0,85 \times 50.27 = 42.67 \text{ KN.m}$$

2. d) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Fissure peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

2. e) Vérification à l'état limite de compression du béton

On peut se dispenser de calculer $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \prec \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.82}{15.08} = 1,38$$

$$\mu_b = 0.045 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0.0575.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42$$

$$\alpha = 0.0575 \prec 0.42 \rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ en travée

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{58.99}{42.67} = 1.38$$

$$\mu_b = 0.133 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0.179$$

$$\alpha = 0.179 < \gamma = 1.38 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. f) vérification à la flèche :

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

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

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

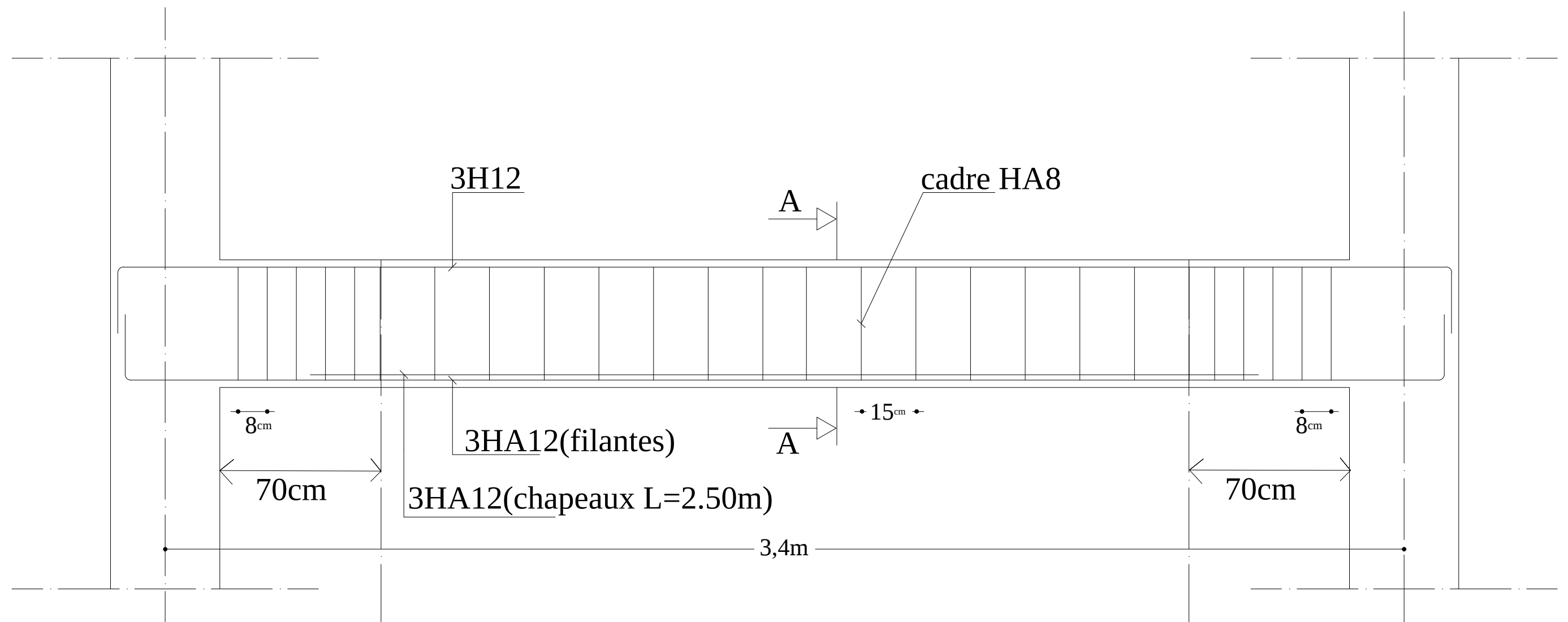
$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0.116 \succ \frac{1}{16} = 0.061 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

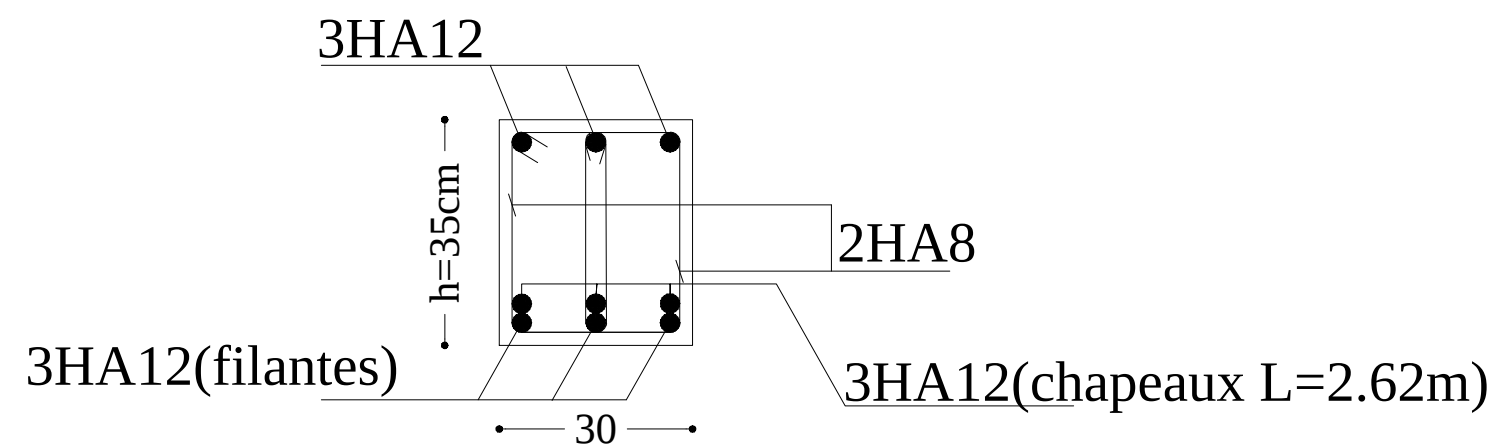
$$* \frac{h}{L} = 0.116 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{58.99}{10 \times 69.41} = 0.084 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$* \frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{30 \times 33} \times 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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



Coupe A - A



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Plan de ferrailage des escaliers

Proposé par :	Bureau d'étude	juillet 2013
Dessiné par :	Melle Guessab Melkheir	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

3.5) Calcul de la salle machine :

3.5.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($1.45 \times 1.45 = 2.10 \text{ m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ($P = 80 \text{ kN}$)

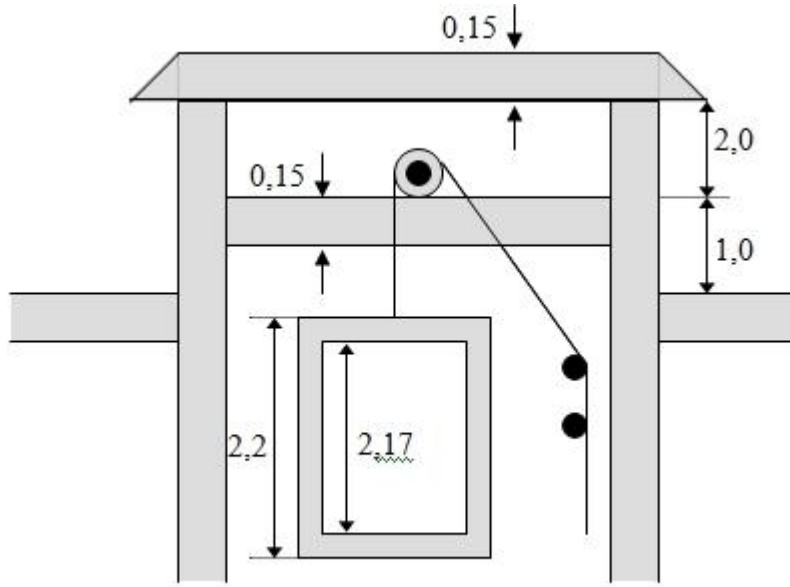


Fig 3.5.1 :schéma de l'ascenseur.

3.5.2) Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4.83 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

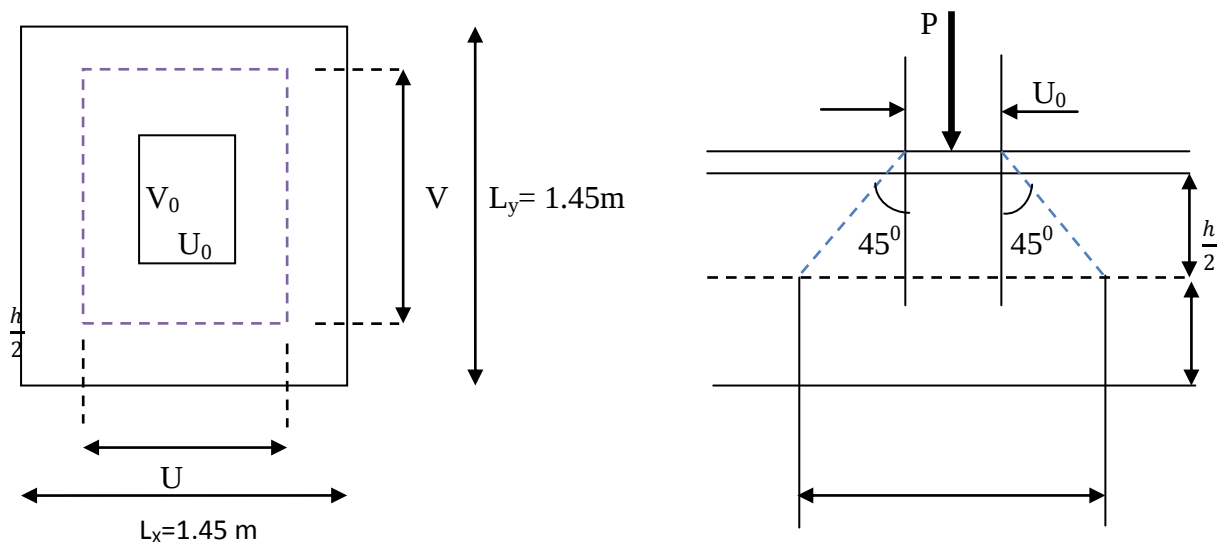


Fig.3.5.2 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \text{ avec : } h_t = 15\text{cm; } e : \text{ revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases} \quad U_0 = 80\text{cm; } V_0 = 80\text{cm}$$

$$\text{D'où : } U = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.45}{1.45} = 1.00 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU : $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.45} = 0.72 \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.45} = 0.72$$

Après interpolation : $M_1 = 0.079$; $M_2 = 0.079$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.079 = 8.53 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.079 = 8.53 \text{KN.m}$$

c) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

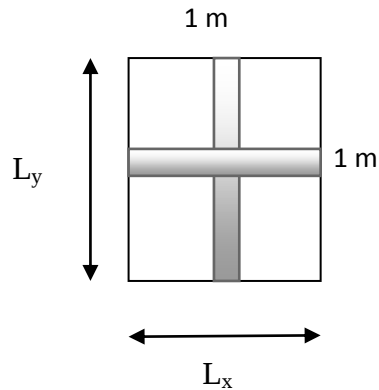
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.45}{1.45} = 1 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1.00$



Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

Poids d'exploitation $P_r = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 6.5625 \times 1.45^2 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.53 + 0.5 = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.53 + 0.5 = 9.03 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 9.03 = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7.67 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{7.67 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 34800} = 1.72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4 \text{ HA } 10 \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2)$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times 9.03 = -2.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.7 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.011 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{2.7 \times 10^5}{0.994 \times 13 \times 34800} = 0.6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)} \text{ avec un espacement}$$

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

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

- En travée :

$$M_u = 0.85 \times 9.03 = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7.67 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{7.67 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 34800} = 1.72 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_u = 0.85 \times 9.03 = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7.67 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{7.67 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 34800} = 1.72 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10 \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

3.5.3) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL99) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{145}{145} \right) = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2\text{m}$$

$$q_u = 108 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 708.75\text{KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge max : on a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.05 + 1.05} = 25.39\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.05} = 25.39\text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{25.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.195\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5\text{MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33\text{MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

3.5.4) Vérification à l'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**À l'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.079$; $M_2 = 0.079$

$$M_{x1} = 80(0.079 + 0.2 \times 0.079) = 7.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.079 + 0.079) = 7.58 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0368 \quad ; \quad \mu_y = 1.00$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 4.75 \times 1.45^2 = 0.367 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.367 = 0.697 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 7.58 + 0.367 = 7.947 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 7.58 + 0.697 = 8.27 \text{ KN.}$$

d) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_s = 0.85 \times 7.947 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{6.75 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 40000} = 0.009 \longrightarrow \beta_s = 0.996$$

$$A_s = \frac{6.75 \times 10^5}{0.996 \times 13 \times 40000} = 1.3 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times -7.94 = -2.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{2.38 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 40000} = 0.003 \longrightarrow \beta_s = 0.985$$

$$A_s = \frac{2.38 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 40000} = 0.46 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 8.27 = 7.029 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{7.0295 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 40000} = 0.0011 \longrightarrow \beta_s = 0.942$$

$$A_s = \frac{7.0295 \times 10^5}{0.942 \times 13 \times 40000} = 1.43 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

- $M_s = 0.3 \times -7.94 = -2.38 \text{ KN.m}$

- $\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{2.38 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 40000} = 0.003 \longrightarrow \beta_s = 0.985$

- $A_s = \frac{2.38 \times 10^5}{0.985 \times 13 \times 40000} = 0.46 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

3.5.5) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :

- **En travée :**

$$M_s = 6.75 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.75 \times 10^6}{0.985 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 262.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{262.25}{60} = 4.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 2.38 \text{ KN.m ; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.241 \rightarrow k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.38 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 3.14 \times 100} = 59.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{59.19}{60} = 0.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y :

- **En travée :**

$$M_s = 6.77 \text{ KN.m ; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.77 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 3.14 \times 100} = 168.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{168.37}{60} = 2.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -2.38 \text{ KN.m ; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.241 \rightarrow k_1 = 60$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.38 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 3.14 \times 100} = 59.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{59.19}{60} = 0.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

3.5.6) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA10} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.5.7) Etat limite de fissuration :

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

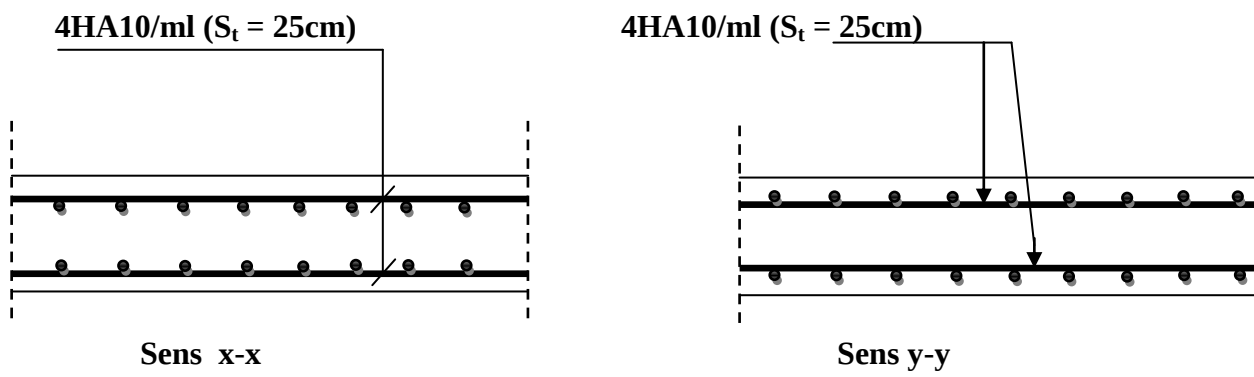
3.5.8) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

Fig.3.5.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

3-6. Calcul des balcons :

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

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

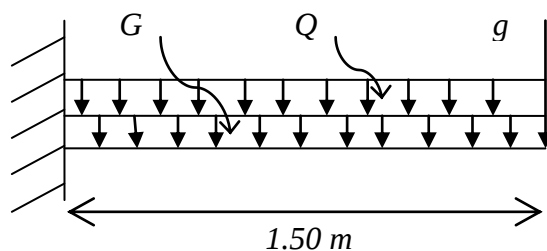


Figure 3.6.1 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

3.6.1. Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = L/10 \quad \Rightarrow \quad e_p = 150/10 = 15 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm

1). Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine ($e_p=0.15\text{m}$)		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22×0.02	0.44
	Mortier de pose	22×0.02	0.44
	Couche de sable	18×0.02	0.36
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau1 : Charges permanentes du balcon.

- Charge concentrée (Poids propre du garde corps) :

Eléments	Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique ($e_p=0.1m$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau 2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

2). Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

3) Calcul des moments fléchissant :

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.45 \times 1.5^2}{2} + 2.187 \times 1.5 = 17.28 \text{ KNm}$$

- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.85 \times 1.5^2}{2} + 1.62 \times 1.5 = 12.38 \text{ KNm}$$

3.6.2. Ferrailage :

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

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 17.28 \times 10^3 / 100 \times 13^2 \times 14.5 = 0.070 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.070 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = 18.44 \times 10^3 / 0.964 \times 13 \times 348 = 4.36 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.68}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA8** = 2.51 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

3.6.3. Vérifications à l'ELU :

1) **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_s = 5.68 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) **Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)**

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

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$= (12.47 \times 1.5) + 2.187 = 20.89$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi = 1.5$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = 22.40 \times 10^3 / 0.9 \times 145 \times 157 = 1.09 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 20.89 \times 10^3 / 1000 \times 130 = 0.16 < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

- Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.4. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

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

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

B.1) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

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

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

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

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

$$= 12.38 \times 10^3 / 0.964 \times 13 \times 5.68 = 173.92$$

$$\sigma_{st} = 173.92 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

$$173.92 < 201.63 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition vérifiée}$$

$$\rho_1 = 100 \times A_{st} / b \times d = 100 \times 5.68 / 100 \times 13 = 0.43 \Rightarrow \beta_1 = 0.899$$

B.2) Dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\Rightarrow k_1 = 45.61$$

$$\text{D'où } \Rightarrow k = 0.022$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.022 \times 184.72$$

$$\sigma_{bc} = 4.06 \text{ Mpa}$$

Conclusion:

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.}$$

• **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 16 \text{ cm}$.

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 15/150 = 0,10 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 6.78/100 \times 13 = 0,0052 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

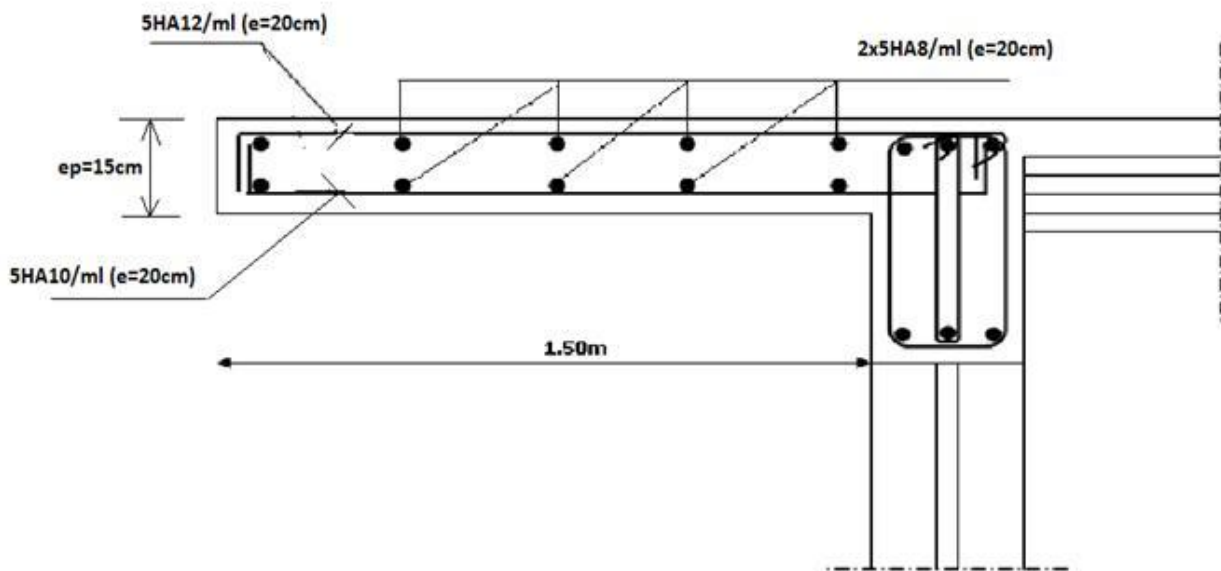


Fig. 3.6.2.Ferrailage des balcons

6.1) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau1 : caractéristiques mécanique des matériaux

6.2) Dispositions constructives :

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

- Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).
- Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle $\theta = 135^\circ$.

❖ Recommandations du RPA :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- a) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- c) Le pourcentage minimal est $0.8\%(b \times h)$
- d) Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

Le pourcentage minimal :

- Du 2^{ème} étage au RDC : $A_{\min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$
- Du 6^{ème} étage au 3^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$
- Du 10^{ème} étage au 7^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal :

- Du 2^{ème} étage au RDC :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$

- Du 6^{ème} étage au 3^{ème} étage:

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

- Du 10^{ème} étage au 7^{ème} étage:

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$

6.3) Etape de calcul en flexion composée:

➤ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu}$

Avec :

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

M_f : Moment fictif.

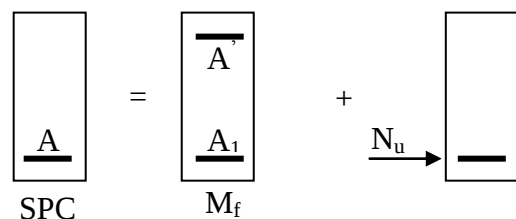


Fig.9.3

a.1) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

On calcule $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

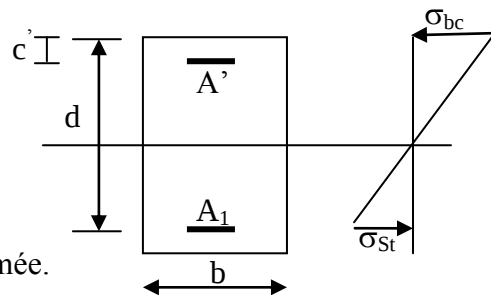


Fig.9.4

b) Section entièrement comprimée ; (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\text{➤ } e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{➤ } N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\mathbf{b.1)} \text{ Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\mathbf{b.2)} \text{ Si } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle $\Rightarrow$ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

6.4) Calcul à l'ELU et au Séisme :

➤ **Exemple de calcul :**

• **Poteaux 30x30 :**

$N_u = 845.33 \text{ kN}$ et $M_u = 5.58 \text{ kNm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.006 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.12 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1^{er} condition :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} \quad \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{107.01 - (0.27 - 0.5h) 0.3 \times 0.3 \times 14.2 \times 10^{-3}}{(0.27 - 0.03) 348 \times 10^{-3}} = -5.54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A = -12.43 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les valeurs des sections d'armature A_1 et A_2 sont négatives donc les armatures sont négligées.

➤ Exemple 2 :

• Poteaux 30x30 :

$N_u = 101.26 \text{ KN}$ et $M_u = 98.744 \text{ KNm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.975 \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.12 \quad \Rightarrow \quad \text{S.P.C}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 110.89 \text{ knm}$$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = 0.233$$

$\mu = 0.233 \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu = 0.233 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.866$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.00118 \text{ m}^2$$

$$\text{La section réelle d'armature est } A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.00118 - \frac{101.26}{400 \times 10^3} = 9.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Le reste des résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Sec (cm ²)	sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	e _u	OBS	M _f	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
30×30	N _{max}	845.33	5.58	0.006	SEC	107.01	0.00	0.00	7.2	4HA16+ 4HA14	25.13cm ²
	N _{min}	0.01	0.678	67.8	SPC	0.679	0.06	0.00	7.2		
	M _{max}	101.26	98.744	0.975	SPC	110.89	4.26	0.00	7.2		
35×35	N _{max}	1920.25	1.75	0.0009	SEC	280.18	2.83	2.48	9.8	8HA16	25.13cm ²
	N _{min}	1.92	1.402	0.729	SPC	1.680	0.08	0.00	9.8		
	M _{max}	524.08	143.308	0.273	SPC	219.29	7.68	0.00	9.8		
40×40	N _{max}	2759.38	3.625	0.0013	SEC	472.71	7.39	6.78	12.8	4HA20+ 4HA16	25.13cm ²
	N _{min}	0.27	9.079	33.62	SPC	9.124	0.61	0.00	12.8		
	M _{max}	1324.82	155.879	0.117	SEC	381.098	0.00	0.00	12.8		

Tableau 6.1 : ferrailage des poteaux à la compression

Sec (cm ²)	sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	e _u	OBS	M _f	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
30×30	N _{max}	-24.22	-0.757	0.031	SET	-3.663	0.22	0.38	7.2	4HA16+ 4HA14	25.13cm ²
	N _{min}	-0.32	-0.316	0.987	SPT	-0.354	0.00	0.03	7.2		
	M _{max}	-67.29	-98.744	1.467	SPT	-90.669	0.00	9.73	7.2		
35×35	N _{max}	-167.53	-1.901	0.011	SET	-26.192	1.93	2.26	9.8	8HA16	25.13cm ²
	N _{min}	-0.85	-0.765	0.9	SPT	-0.888	0.00	0.07	9.8		
	M _{max}	524.08	143.308	0.271	SPT	-106.27	0.00	9.96	9.8		
40×40	N _{max}	-625.18	2.126	-0.003	SET	-104.15	7.97	7.66	12.8	4HA20+ 4HA16	25.13cm ²
	N _{min}	-0.76	-7.276	9.573	SPT	-7.405	0.00	0.50	12.8		
	M _{max}	508.79	155.879	0.306	SPT	-69.384	0.00	5.87	12.8		

Tableau 6.2 : ferrailage des poteaux à la traction

6.5) Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

6.5.1) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

6.5.2) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau 6.3 qui suit résume tous les résultats du calcul à ELS

Section	sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e (m)	h/6 (m)	Nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	A _{min} CNF (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	610.41	4.016	0.0065	0.05	SEC	5.3	4.3	15	2.64	25.13	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	7.82	1.113	0.14	0.05	SPC	0.2	0.00	15	0.18		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	84.28	58.63	0.69	0.05	SPC	9.10	0.00	15	0.86		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	1386.36	1.215	0.00087	0.058	SEC	8.8	8.6	15	3.35	25.13	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	139.84	1.16	0.008	0.058	SEC	1.00	0.80	15	3.632		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	406.22	65.04	0.16	0.058	SPC	8.7	0.00	15	0.19		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	1993.16	2.616	0.0013	0.067	SEC	10.2	9.9	15	4.45	25.13	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	40.48	17.227	0.42	0.067	SPC	1.5	0.00	15	1.26		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	916.81	43.006	0.046	0.067	SEC	7.3	2.00	15	9.93		condition vérifiée

6.5.3) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

6.6) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort. tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 \quad l_0 : \text{longueur libre du poteau.}$$

$$l_0 = 408 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Poteau de } (40 \times 40) : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.73$$

$$l_0 = 306 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$$

$$\text{➤ Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$$

$$\text{➤ Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

6.6.1) Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 35.23}{0.30 \times 400000} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

$$\text{Zone2 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 44.98}{0.35 \times 400000} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

$$\text{Zone1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 39.54}{0.40 \times 400000} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \Phi_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30/2 ; 30/2 ; 10 \times 2.0 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

$$\text{Zone1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.15 \times 35.23}{0.30 \times 400000} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

$$\text{Zone2 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.15 \times 44.98}{0.35 \times 400000} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

$$\text{Zone1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.15 \times 39.54}{0.40 \times 400000} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

6.7) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

➤ **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

✓ Poteau de $(30 \times 30)\text{cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

✓ Poteau de $(35 \times 35)\text{cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

✓ Poteau de $(40 \times 40)\text{cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

➤ **En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$):**

✓ Poteau de $(30 \times 30)\text{cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

✓ Poteau de $(35 \times 35)\text{cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

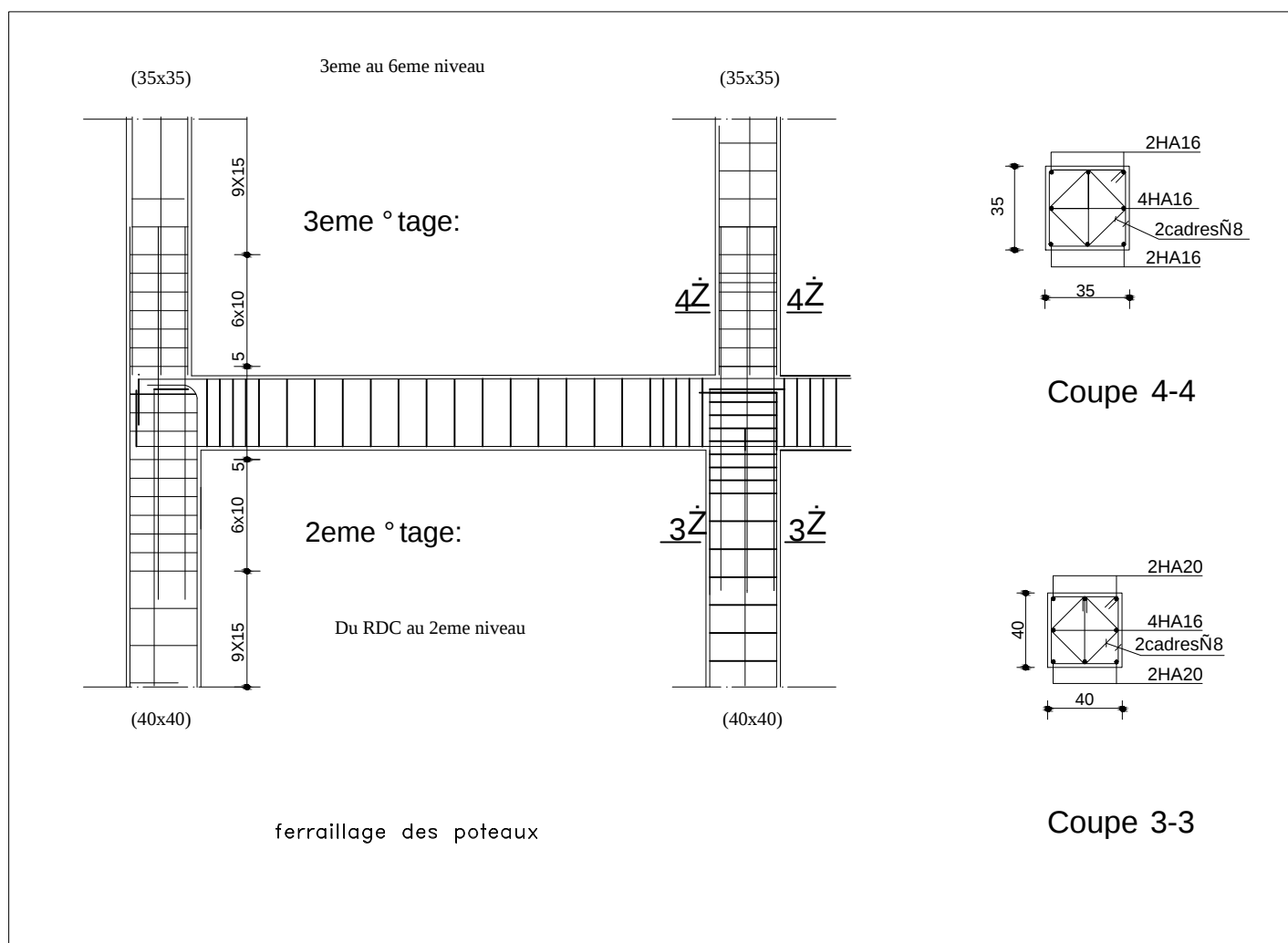
✓ Poteau de $(40 \times 40)\text{cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

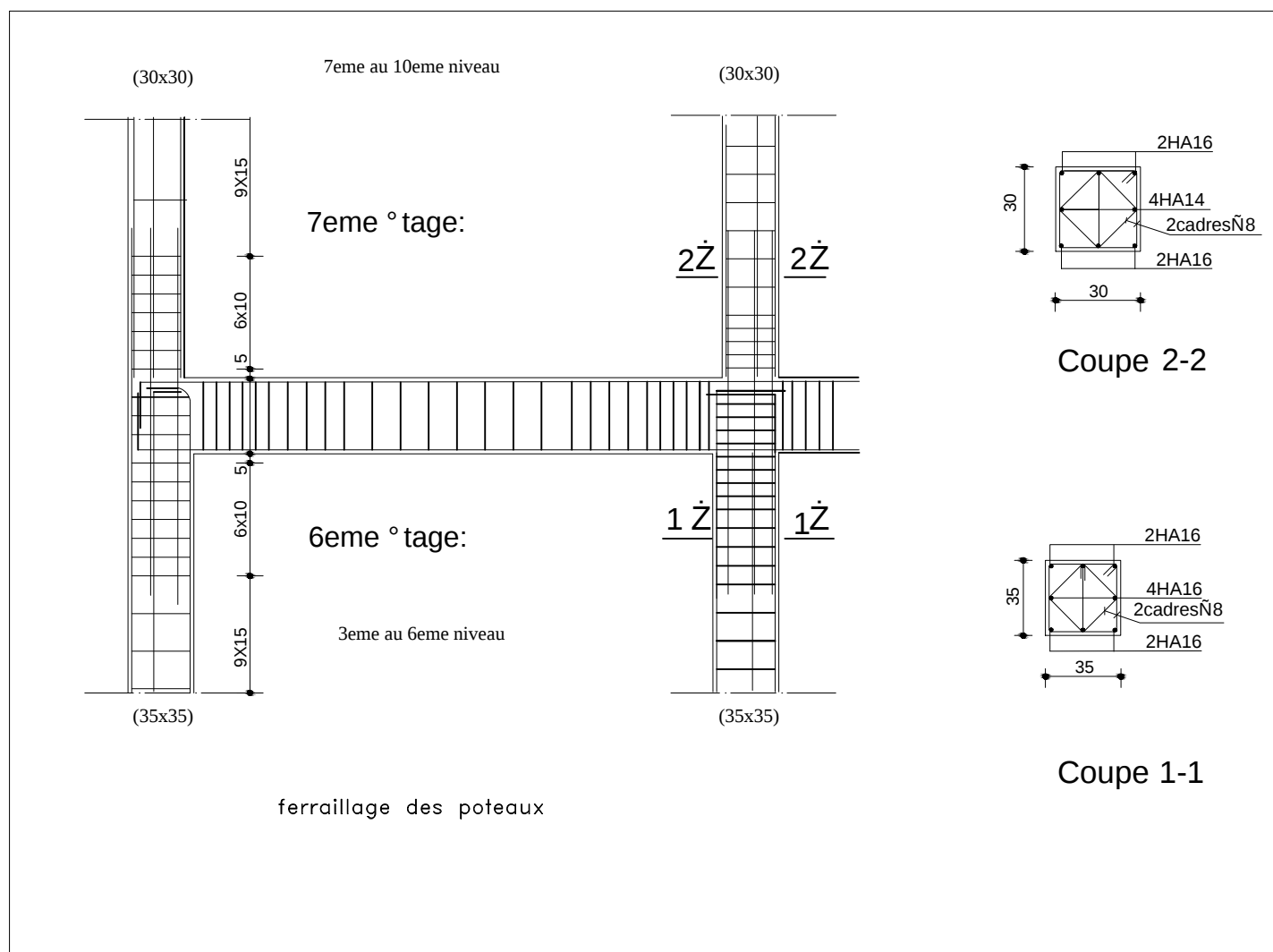
Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

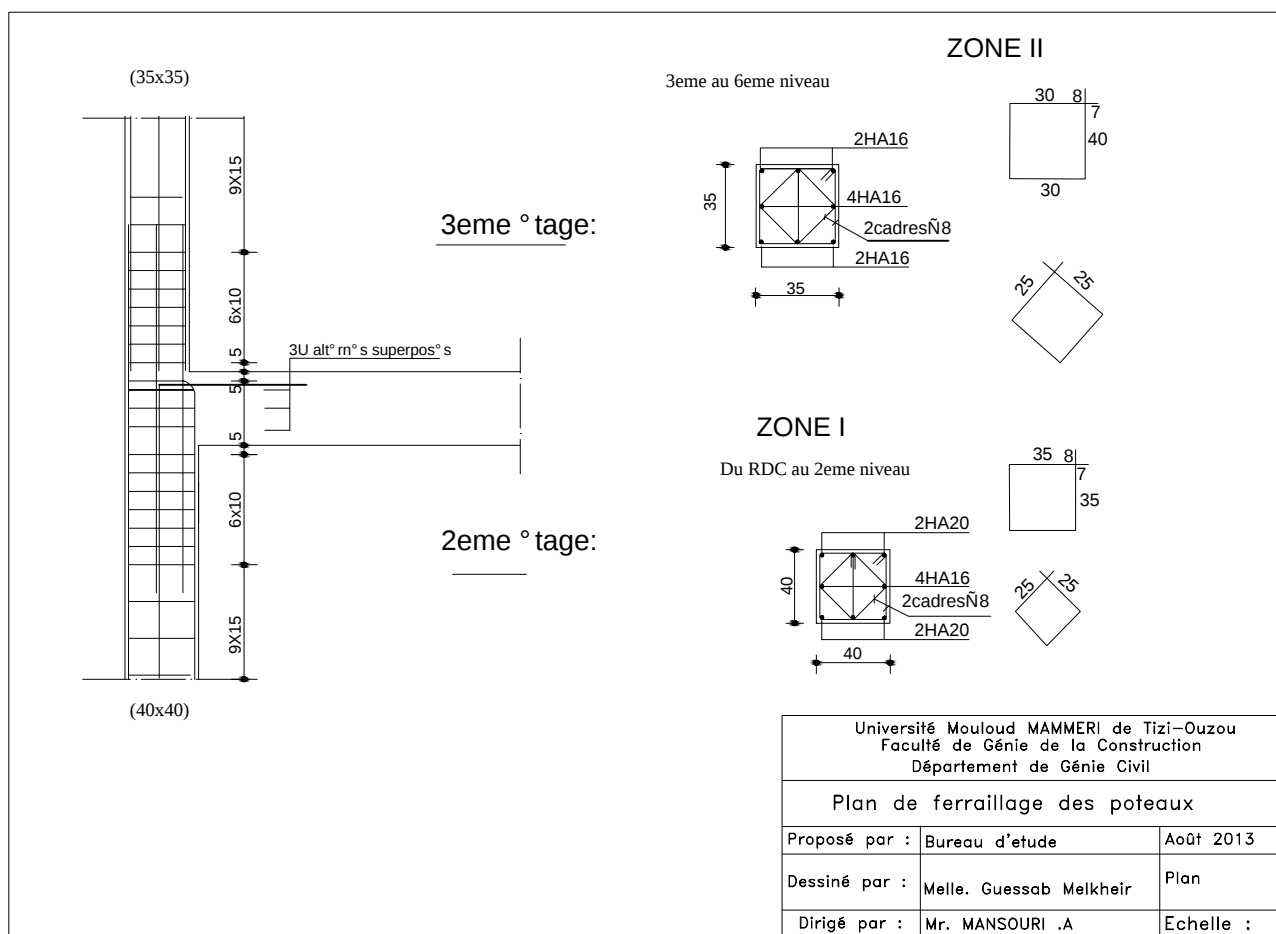
6.8) Longueurs de recouvrement : $l_r = 40\phi = 40 \times 2.00 = 80\text{cm}$

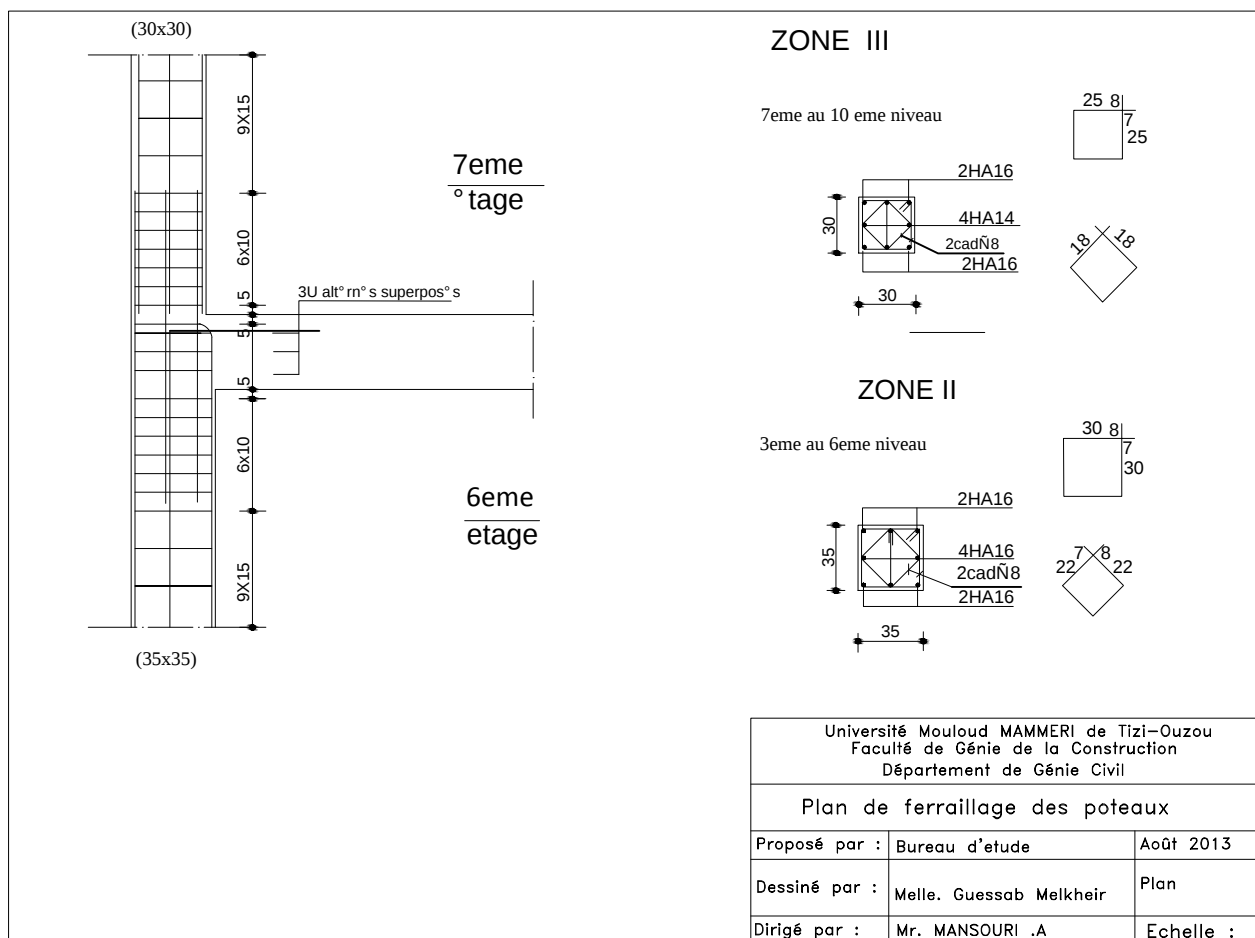
Remarque :

Dans notre structure au niveau de fondation de la cage d'escalier, on aura les poteaux courts, l'espacement entre les armatures transversales doit être ≤ 10 cm.









7) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

a-	$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
b-	$G + Q \pm E$	RPA 99 Version 2003
	$0.8 G \pm E$	RPA 99 Version 2003

7.1) Recommandation du RPA version 2003 :**1.a) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

1.b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

7.2) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

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

Pour les FeE400

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

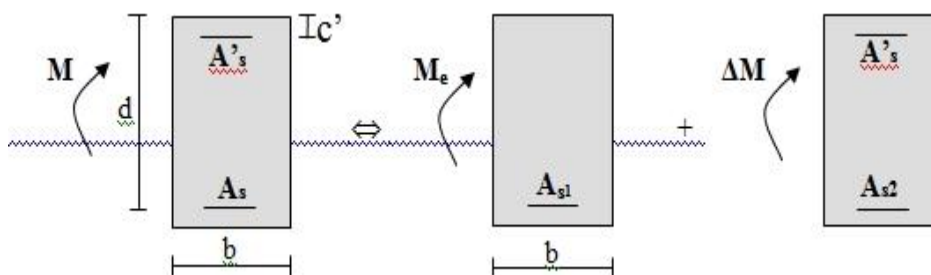
- Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e . b . d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_e . d . \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_s} \end{cases}$$

➤ Répartition de la structure en zone

- Zone 1 : RDC au 2^{eme} étages
- Zone 2 : 3^{eme} au 6^{eme} étages
- Zone 3 : 7^{eme} au 10^{eme} étages

➤ Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Ferrailage aux appuis des poutres secondaire								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	observation	β	A_s [cm ²]	$A_{\min}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]
Zone3	-50.15	0.087	SSA	0.954	4.10	5.25	3HA14	4.62
Zone2	-60.75	0.106	SSA	0.944	5.02	5.25	3HA14+2HA14	7.7
Zone1	-61.04	0.068	SSA	0.965	4.94	5.25	3HA14+2HA14	7.7

Tableau 1 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

Ferrailage aux appuis des poutres principales								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	observation	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	Asadoptée [cm ²]
Zone3	-100.272	0.152	SSA	0.917	7.388	5.25	3HA14+ 3HA14	9.24
Zone2	-103.311	0.158	SSA	0.914	8.891	5.25	3HA14+ 3HA14	9.24
Zone1	-90.28	0.118	SSA	0.937	6.51	5.25	3HA14+ 3HA14	9.24

Tableau 2: Ferrailage des poutres principales aux appuis

Ferrailage aux travées des poutres secondaires								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	Observation	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	Asadoptée [cm ²]
Zone3	28.15	0.049	SSA	0.974	2.25	6	3HA14	4.62
Zone2	41.81	0.073	SSA	0.962	3.39	6	3HA14	4.62
Zone1	45.18	0.079	SSA	0.958	3.68	6	3HA14	4.62

Tableau 3 : Ferrailage des poutres secondaires aux travées.

Ferrailage aux travées des poutres principales								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	observation	β	A_s [cm ²]	$A_{\min}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]
Zone3	50.15	0.085	SSA	0.955	3.54	6	3HA14	4.62
Zone2	50.19	0.066	SSA	0.964	3.51	6	3HA14	4.62
Zone1	51.60	0.087	SSA	0.954	3.65	6	3HA14	4.62

Tableau 4 : Ferrailage des poutres principales aux travées.

➤ Vérification de la section minimale et maximale des poutres :

• Poutres principales :

Aux appuis :

$$.A_{\min} = 6\text{cm}^2 < A = 12.32\text{cm}^2 < A_{\max} = 72\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

En travées :

$$.A_{\min} = 6\text{cm}^2 < A = 9.24\text{cm}^2 < A_{\max} = 72\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• Poutres secondaires:

Aux appuis :

$$.A_{\min} = 5.25\text{cm}^2 < A = 13.86\text{cm}^2 < A_{\max} = 48\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$.A_{\min} = 5.25\text{cm}^2 < A = 9.24\text{cm}^2 < A_{\max} = 48\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.3) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

- Poutres principales de (30×40): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires de (30×35): $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

7.4) Vérification à l'ELS :**7.4.1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation .

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2) il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \text{ (Contrainte de traction des aciers),}$$

A : armatures adoptées.

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

❖ Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- Poutres principales :

	M_{smax} (KN.m)	As	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
En travée	39.217	4.62	0.410	0.902	36.02	254.34	7.06	15	Condition vérifiée
En appuis	88.875	9.24	0.848	0.869	23.17	293.43	12.66		

Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS

- Poutres secondaires :

	M_{smax} (KN.m)	As	ρl	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
En travée	15.869	4.62	0.481	0.895	32.62	119.93	3.67	15	Condition vérifiée
En appuis	28.394	7.7	0.802	0.871	23.71	132.302	5.58		

Tableau 6 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

7.4.2. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

7.4.3. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales $\tau_u = \frac{99.02 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.892 \text{ MPa}$

Poutres secondaires $\tau_u = \frac{50.87 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.529 \text{ Mpa}$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales $\tau_u = 0.892 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,529 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(BAEL91.Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appuis : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 99.02 - \frac{103.31}{0,9 \times 0.37} = -211.22 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 50.87 - \frac{68.75}{0,9 \times 0.32} = -187.84 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales } T_u = 99.02 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 868.69 \text{ KN}.$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 50.87 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 751,30 \text{ KN}.$$

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

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

avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres .}$$

Poutres principales :

$$3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 11.30cm$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{99.02 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.37 \times 0.113} = 2.63MPa < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 11.30cm$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{50.75 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.32 \times 0.113} = 1.55MPa < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38$ cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4.l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75$ cm.

7.5) ELS vis-à-vis des déformations :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « $\overline{f}$ ».

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Sens longitudinal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84$$

$$\text{Sens transversal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0,87$$

Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

σ_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

❖ **Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :**

Niveau	Ms [KN.m]	L [cm]	E _v [Mpa]	h [cm]	A _{adop} [Cm ²]	σ _s [Mpa]	ρ	λ _v	μ	I _o [cm ⁴]	I _{fv} [cm ⁴]	f [cm]	$\bar{f}$ [cm]	observation
Zone3	37.74	390	10818.866	35	4.62	254.34	0.004	2.01	0.40	160971.35	98153.35	0.54	0.84	Condition vérifiée
Zone2	33.89	385	10818.866	35	4.62	254.34	0.004	2.01	0.40	160971.35	98153.35	0.46	0.84	Condition vérifiée
Zone1	39.21	380	10818.866	35	4.62	254.34	0.004	2.01	0.40	160971.35	98153.35	0.53	0.84	Condition vérifiée

Tableau 7 : Vérification de la flèche dans les poutres longitudinales

Niveau	M_s [KN.m]	L_{max} [cm]	E_v [Mpa]	h [cm]	A_{adop} [Cm ²]	σ_s [Mpa]	ρ	λ_v	μ	I_o [cm ⁴]	I_{fv} [cm ⁴]	f [cm]	$\bar{f}$ [cm]	observation
Zone3	15.86	405	10818.866	35	3.39	119.93	0.003	2.8	0	107900.24	129690.26	0.185	0.87	Condition vérifiée
Zone2	14.54	400	10818.866	35	3.39	119.93	0.003	2.8	0	107900.24	129690.26	0.16	0.87	Condition vérifiée
Zone1	11.31	395	10818.866	35	3.39	119.93	0.003	2.8	0	107900.24	129690.26	0.12	0.87	Condition vérifiée

Tableau 8 : Vérification de la flèche dans les poutres transversales

7.6) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1.14 ; 1.2 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

7.6.1 Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 10\text{cm}$

-Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 8.75\text{cm}$, Soit **$S_t=7\text{cm}$**

➤ **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 20\text{cm}$

-Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 17.5\text{cm}$ Soit **$S_t=15\text{cm}$**

7.6.2. Délimitation de la zone nodale :

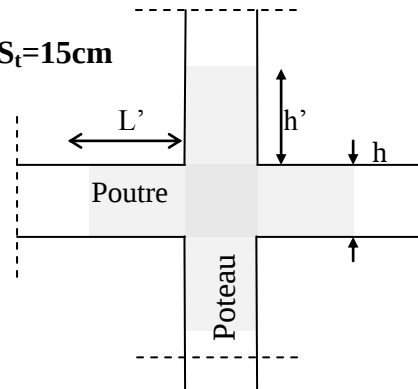
$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- $h' = 60 \text{ cm}$

- $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales de (30 x 40):

- $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaire de (30 x 35):

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

7.6.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

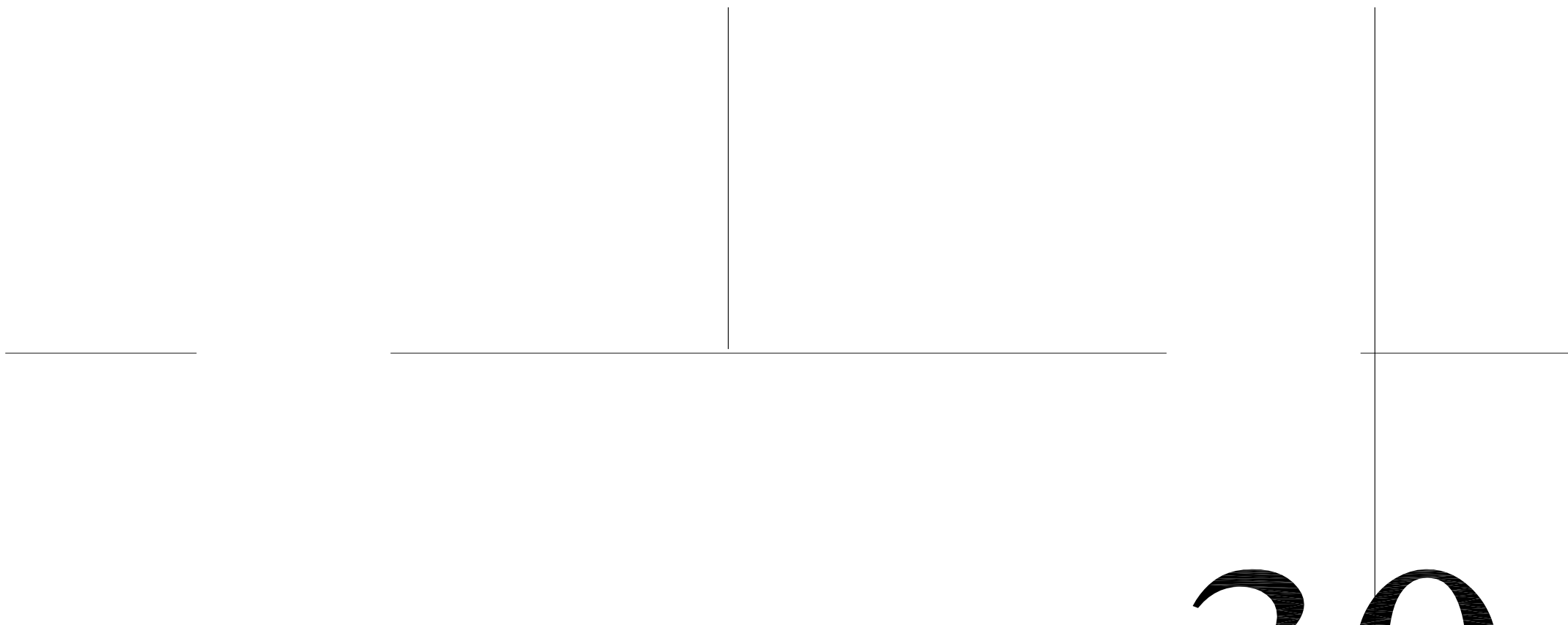
7.6.4. Disposition constructive :

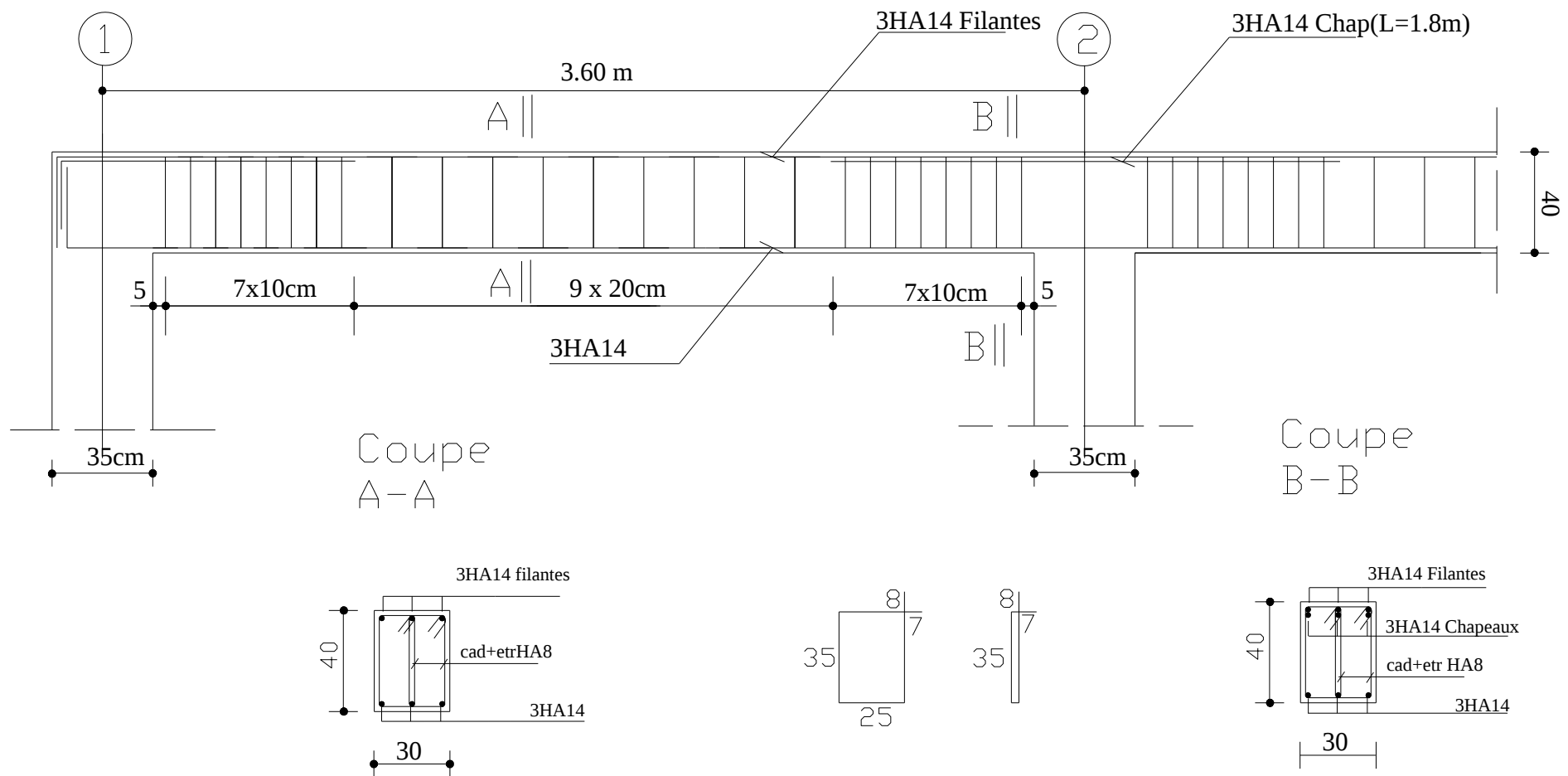
Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

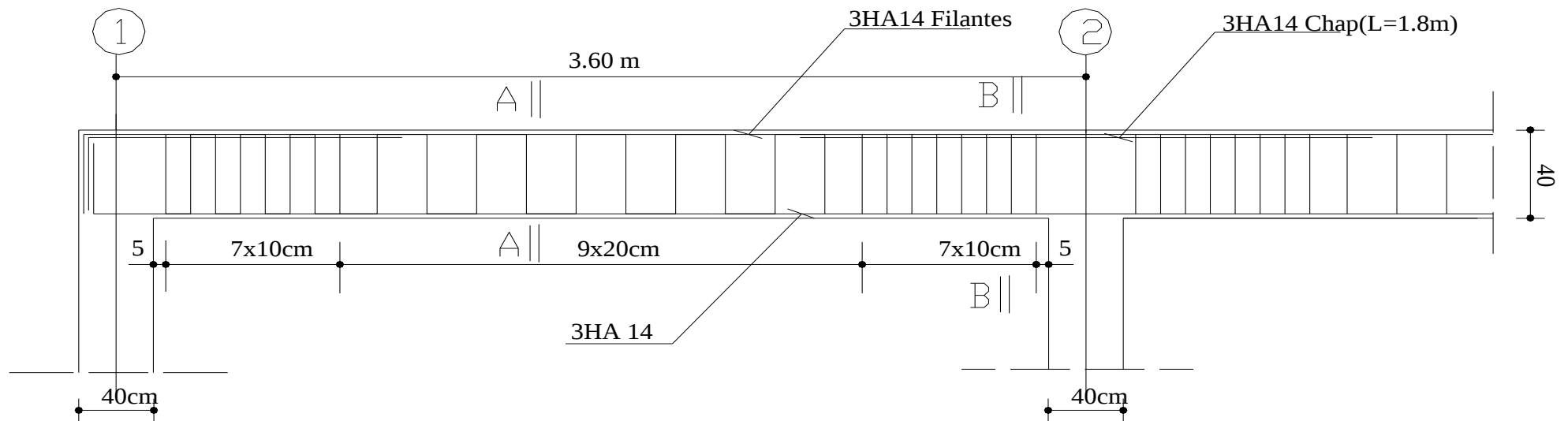
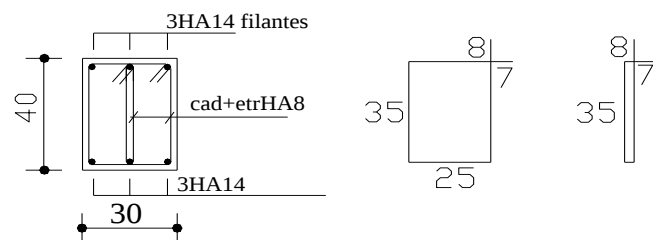
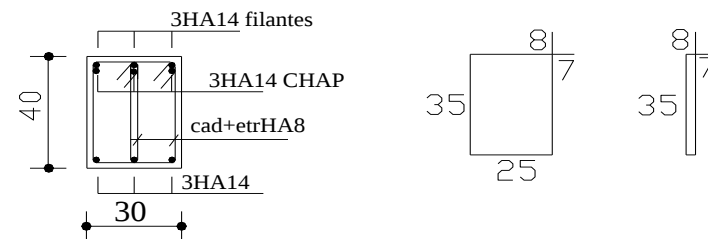
- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale a :
 - $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un

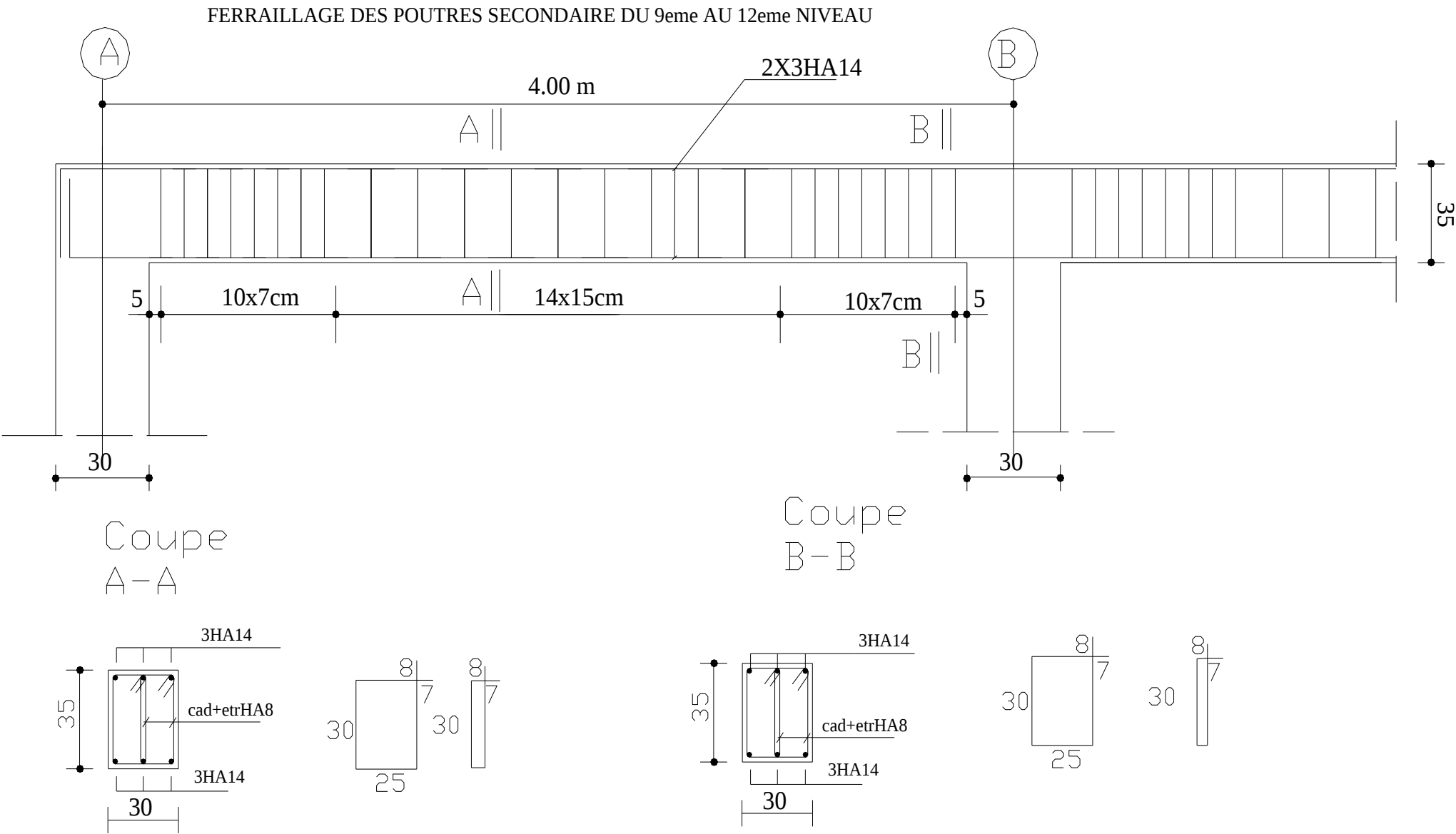
appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

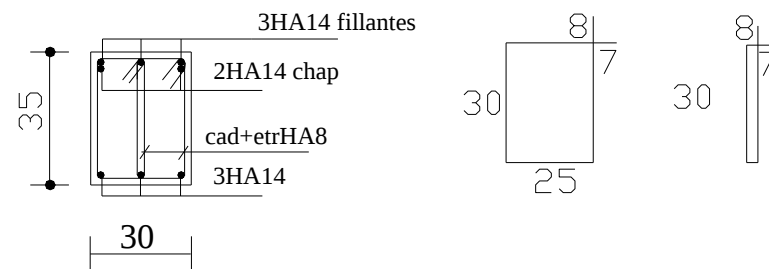
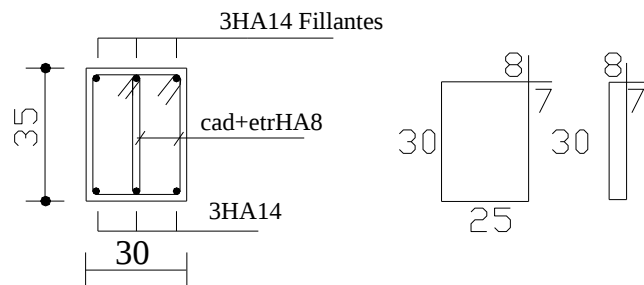
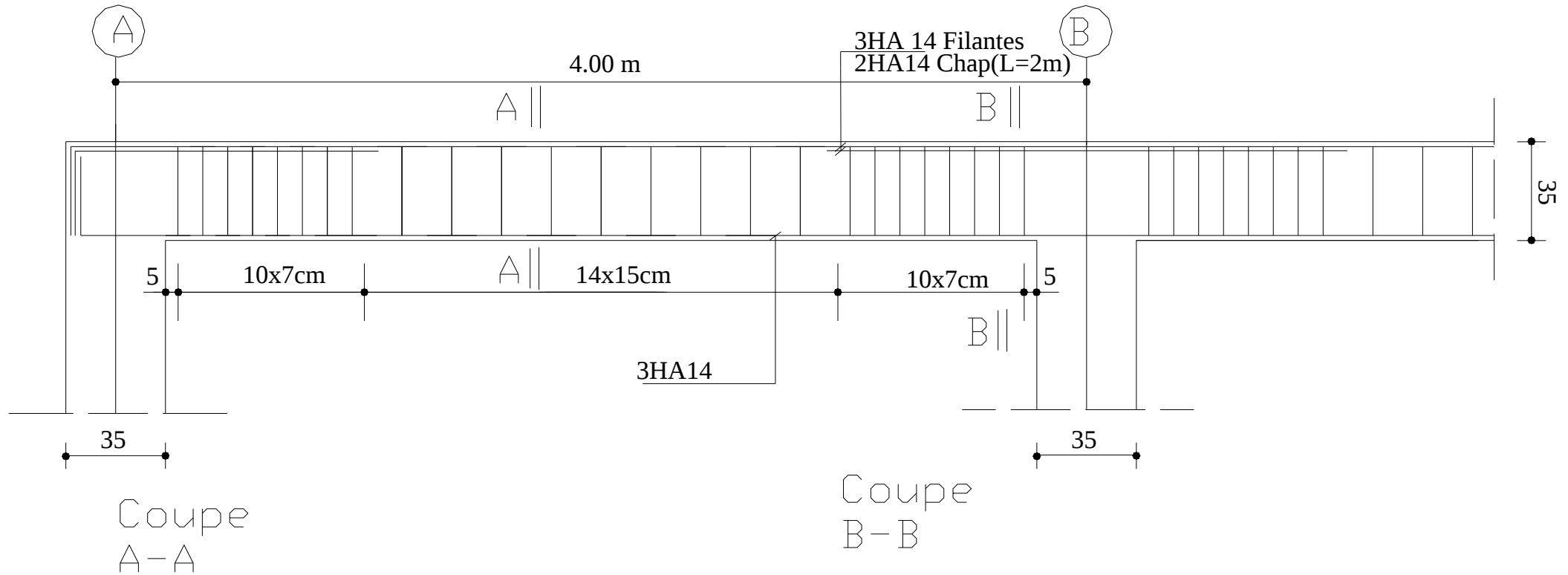
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU 7^{eme} AU 10^{eme} NIVEAU

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU 3^{eme} AU 6^{eme} NIVEAU

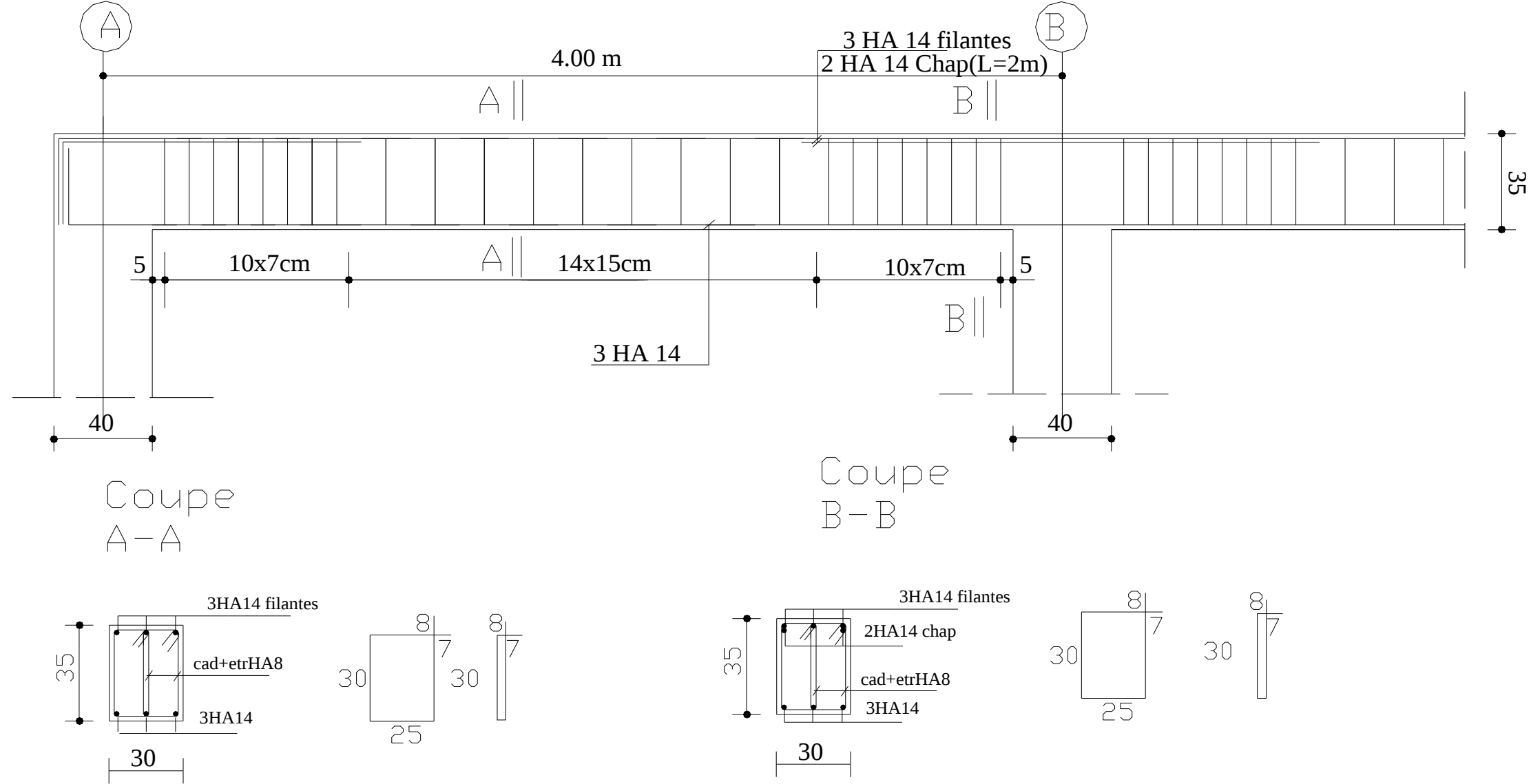
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DU RDC AU 2^{eme} NIVEAUCoupe
A-ACoupe
B-B



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE DU 4eme AU 8eme NIVEAU



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DU RDC AU 3eme NIVEAU



8) Ferraillage des voiles :

8.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : RDC, 1^{er} et 2^{ème}
- Zone II : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage
- Zone III : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage

8.2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

8.3) Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

8.3.1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}}/2$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

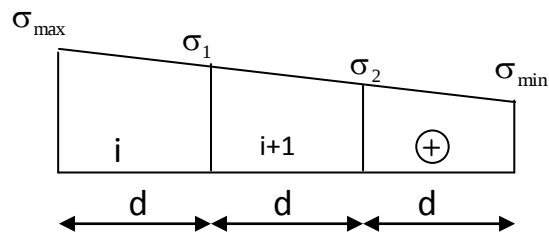
- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

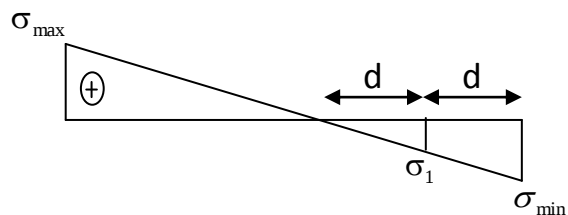
e : épaisseur du voile.



- Section partiellement comprimée :

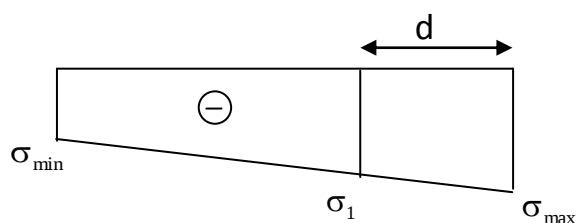
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



8.3.2) Détermination des armatures :**➤ Armatures verticales :****• Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

• Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

• Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ Armatures minimales :**• Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\emptyset$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\% B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

8.3.3) Dispositions constructives :

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

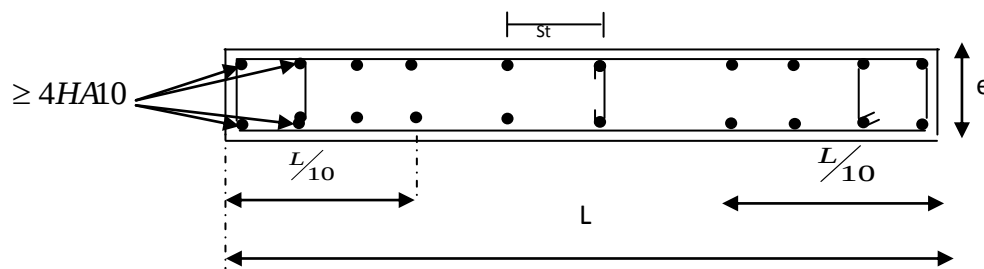


Figure .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :(Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

8.3.4) Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

A) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

B) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

8.3.5) Exemple de calcul :**A) Soit à calculer le ferraillage des voiles VL3 et VL4 de la zone 1 :**

$$L = 3.6 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.72 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4125.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8860.43 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1.15 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = \Rightarrow L_t = L - L_c = 2.45 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min (2.04; 0.75)$$

Soit $d_1 = 0.70 \text{ m}$ donc $d_2 = 1.75 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 6031.74 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 495.02 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 515.65 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 12.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 12.89 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left(0.5 \% B, \frac{0.23 B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (7 \text{ cm}^2, 1.69 \text{ cm}^2)$$

$$A_{1\min} = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} = \max (17.5 \text{ cm}^2, 4.22 \text{ cm}^2)$$

$$A_{2\min} = 17.5 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 22.60 \text{ cm}^2$

Soit : 10HA12 = 11.30 cm²/nappe , St = 17 cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91** :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 5.65 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA révisé 2003** :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 10.8 \text{ cm}^2$$

Soit : 10 HA12 = 11.31 cm²/ml

Soit : 5HA10 = 5.65 cm²/nappe avec : St=20 cm

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 411.77 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 15.85 \text{ cm}^2$$

- **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.37 + \frac{15.85}{4} = 16.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.89 + \frac{15.85}{4} = 16.85 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferraillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 12HA14 = 18.48 cm²/d₁ soit: 6HA14 /nappe avec espacement de 12 cm

2^{ème} bande : 12HA14 = 18.48 cm²/d₂ soit: 6HA14/nappe avec espacement de 30 cm

B)Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{411.77 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3680} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

-RPA 2003 :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 411.77 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3680} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

C) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = 3.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

8.3.6) Ferraillage des voiles longitudinaux (VL1.VL2):

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.50	3.5	3.5
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.70	0.70	0.70
solicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m ²)		3593.16	1152.51	300.85
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m ²)		-9000.95	-5207.98	-2175.36
	σ_1 (KN/ m ²)		2730.80	875.90	270.765
	V _u (KN)		505.81	419.39	265.65
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _t (m)		2.5	2.9	3
	L _c (m)		1	0.6	0.5
	d ₁ (m)		0.6	0.35	0.35
	d ₂ (m)		1.9	2.55	2.65
Ferraillages	N (KN)	N ₁	379.43	75.80	17.14
		N ₂	518.85	258.42	73.10
	A _v (cm ²)	A ₁	9.48	1.89	0.42
		A ₂	12.97	6.46	1.82
	A _{vj} (cm ²)		19.44	16.14	10.22
	A _{v1} min (cm ²)		1.449	0.84	0.72
	A _{v2} min (cm ²)		4.58	6.15	6.52
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}		14.34	5.93	2.98
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}		17.83	10.49	4.38
	A ₁ adopté /bande (cm ²)		2x5HA14=15.39	2x3HA12=6.78	2x3HA10=4.71
	St (cm)		12	12	12
	A ₂ adopté /bande (cm ²)		2x9HA12=20.36	2x9HA10=14.13	2x9HA10=14.13
	St (cm)		20	28	30
	A _H (cm ²)		10.5	10.5	10.5
	A _H adopté (cm ²)		2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31
	St (cm)		20	20	20
	A _t (cm ²)		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.80	0.66	0.42
		τ_b (MPa)	1.12	0.93	0.59
	ELS	N _s (KN)	2570.81	1982.42	941.72
		σ_b (MPa)	3.44	3.55	3.62

Tableau 8.3.6 : Ferraillage des voiles longitudinaux (VL1.VL2):

8.3.7) Ferraillage des voiles longitudinaux (VL3, VL4) :

Zone			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)		3.6	3.6	3.6
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.72	0.72	0.72
solicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m²)		4125.22	1512.19	350.94
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m²)		8860.43	5050.09	2172.84
	σ_1 (KN/ m²)		2946.58	1239.23	316.97
	V _u (KN)		411.77	305.62	214.13
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _t (m)		2.45	2.77	3.1
	L _c (m)		1.15	0.82	0.5
	d ₁ (m)		0.7	0.5	0.3
	d ₂ (m)		1.75	2.27	2.8
Ferraillages	N (KN)	N ₁	495.02	137.57	20.037
		N ₂	515.65	281.30	88.75
	A _v (cm²)	A ₁	12.37	3.43	0.5
		A ₂	12.89	7.03	2.21
	A _{vj} (cm²)		15.85	11.76	8.244
	A _{v1} min (cm²)		1.69	1.207	0.72
	A _{v2} min (cm²)		4.22	5.482	6.762
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}		16.33	6.38	2.56
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}		16.85	9.97	4.27
	A ₁ adopté /bande (cm²)		2x6HA14=18.48	2x5HA10=7.85	2x3HA10=4.71
	St (cm)		12	10	10
	A ₂ adopté /bande (cm²)		2x10HA12=22.62	2x10HA10=15.7	2x12HA10=17.27
	St (cm)		18	22	22
	A _H (cm²)		10.8	10.8	10.8
	A _H adopté /bande		2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31
	St (cm)		20	20	20
	A _t (cm²)		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ _u (MPa)	0.63	0.471	0.33
		τ _b (MPa)	0.889	0.660	0.46
	ELS	N _s (KN)	2540.03	2050.89	930.71
		σ _b (MPa)	3.307	2.762	1.27

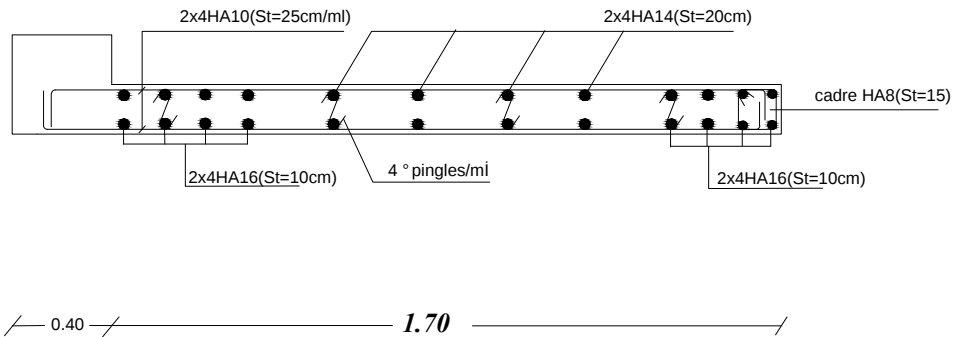
Tableau 8.3.7 : Ferraillage des voiles longitudinaux (VL3, VL4).

8.3.8) Ferrailage des voiles transversaux (VT1..... VT8) :

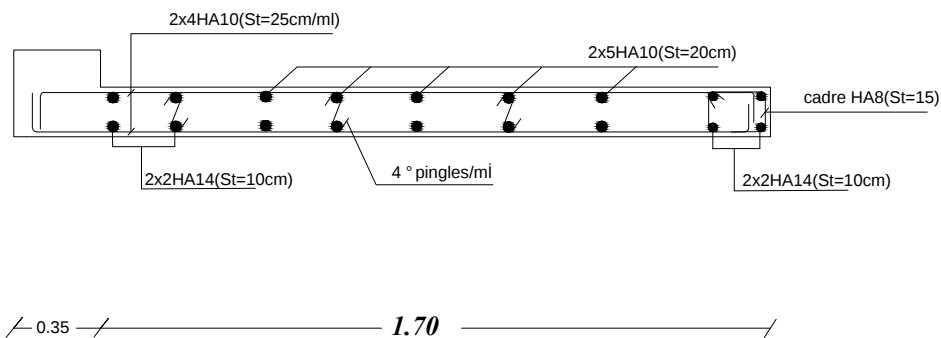
	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.70	1.70	1.70
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.34	0.34	0.34
solicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m ²)		7296.43	1427.81	1539.36
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m ²)		13023.62	5371.66	3714.39
	σ_1 (KN/ m ²)		4594.04	1214.70	1154.52
	V _u (KN)		429.52	334.47	239.46
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _t (m)		1.08	1.34	1.2
	L _c (m)		0.62	0.36	0.5
	d ₁ (m)		0.4	0.2	0.3
	d ₂ (m)		0.68	1.14	0.9
Ferrailages	N (KN)	N ₁	475.61	52.85	80.81
		N ₂	312.39	138.47	103.90
	A _v (cm ²)	A ₁	11.89	1.32	2.020
		A ₂	7.80	3.46	2.59
	A _{vj} (cm ²)		16.53	12.87	9.21
	A _{v1min} (cm ²)		0.966	0.48	0.72
	A _{v2min} (cm ²)		1.64	2.75	2.17
	A ₁ = A _{v1} +A _{vj}		16.02	4.54	4.32
	A ₂ = A _{v2} +A _{vj}		11.94	6.68	4.90
	A ₁ adopté /bande		2x4HA16=16.09	2x2HA14=6.15	2x2HA12=4.52
	St (cm)		10	10	15
	A ₂ adopté /bande		2x4HA14=12.31	2x5HA10=7.85	2x4HA10=6.28
	St (cm)		20	20	22
	A _H (cm ²)		5.1	5.1	5.1
	A _H adopté /bande		2x4HA10=6.28	2x4HA10=6.28	2x4HA10=6.28
	St (cm)		25	25	25
	A _t (cm ²)		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	1.40	1.09	0.78
		τ_b (MPa)	1.96	1.53	1.09
	ELS	N _s (KN)	1181.21	898.48	428.72
		σ_b (MPa)	3.10	2.52	1.12

Tableau8.3.8 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1..... VT8).

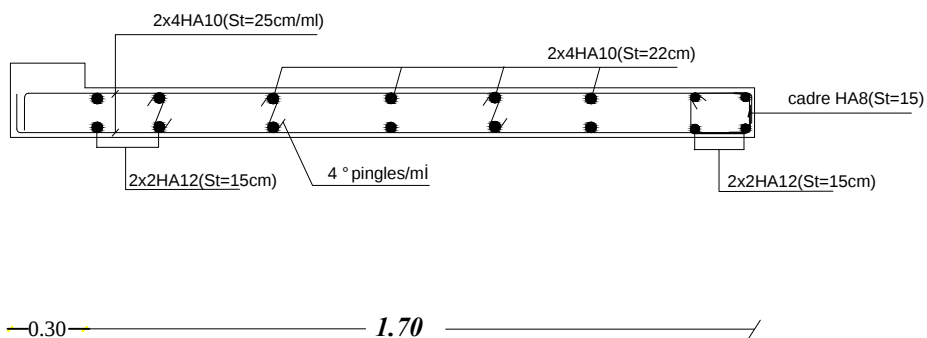
Ferraillage des voiles transversaux (VT1..... VT8) Zone I



Ferraillage des voiles transversaux (VT1..... VT8) Zone II



Ferraillage des voiles transversaux (VT1..... VT8) Zone III



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Plan de ferraillage des voiles VT1...VT8

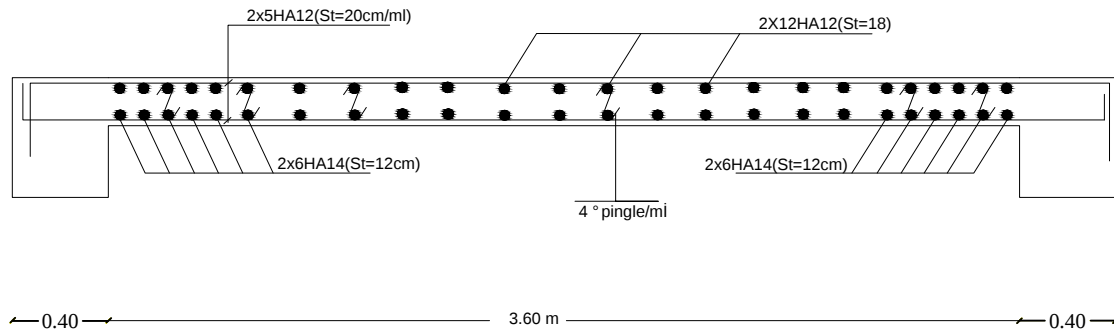
Proposé par : Bureau d'étude

Aôut 2013

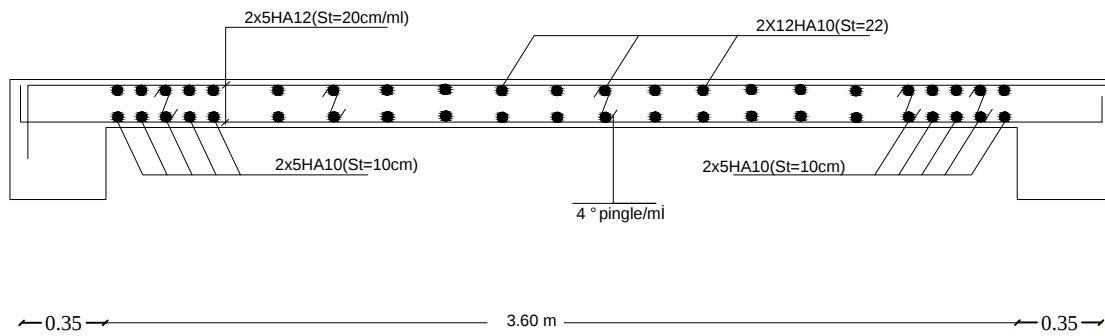
Dessiné par : Melle. Guessab Melkhier

Plan

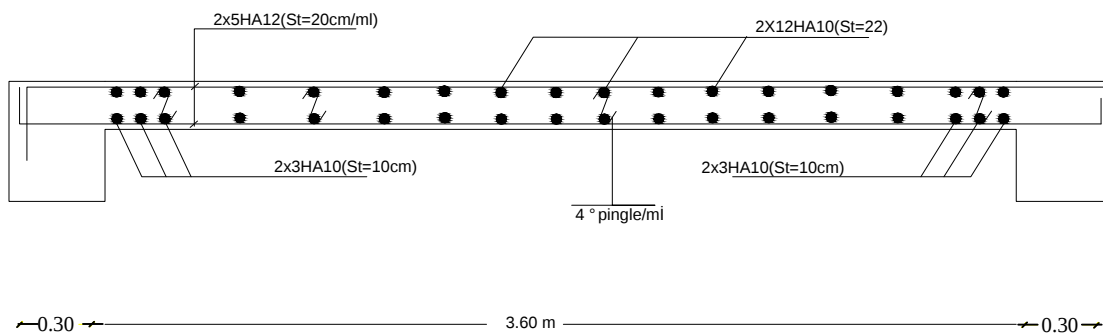
Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3,VL4) Zone I



Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3,VL4) Zone II



Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3,VL4) Zone III

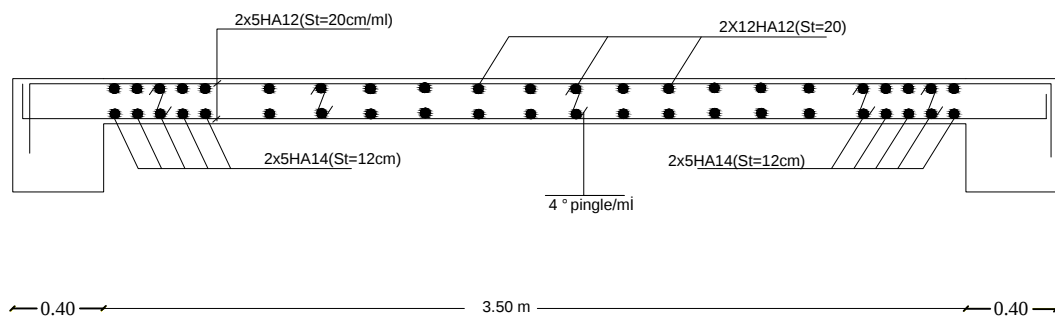


Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

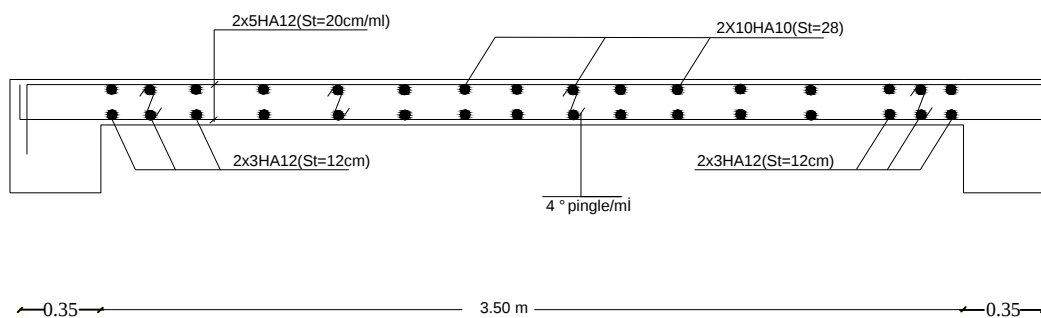
Plan de ferrailage des voiles VL3,VL4

Proposé par :	Bureau d'étude	Aôut 2013
Dessiné par :	Melle. Guessab Melkhier	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

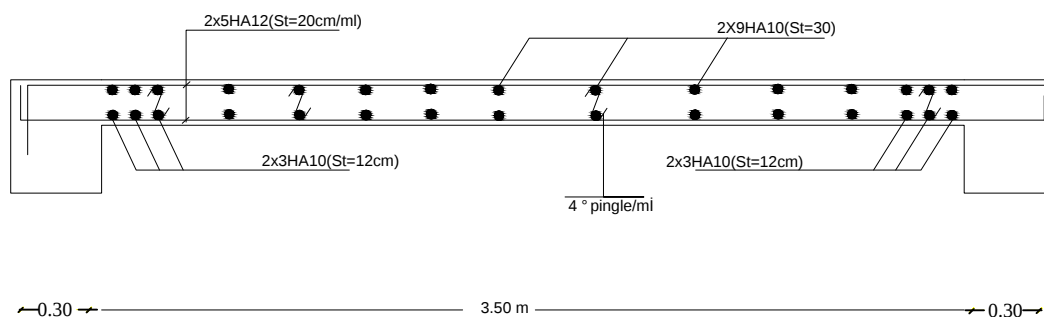
Ferraillage des voiles longitudinaux (VL1,VL2) Zone I



Ferraillage des voiles longitudinaux (VL1,VL2) Zone II



Ferraillage des voiles longitudinaux (VL1,VL2) Zone III



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Plan de ferraillage des voiles VL1,VL2

Proposé par :	Bureau d'étude	Aôut 2013
Dessiné par :	Melle. Guessab Melkhier	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :

9.1) Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encastree. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte les conditions suivantes :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

9.2) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothetic des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,8 \cdot \sigma_{sol}}}$ Avec $\sigma_{sol} = 2$ bars à une profondeur de 1.5m.

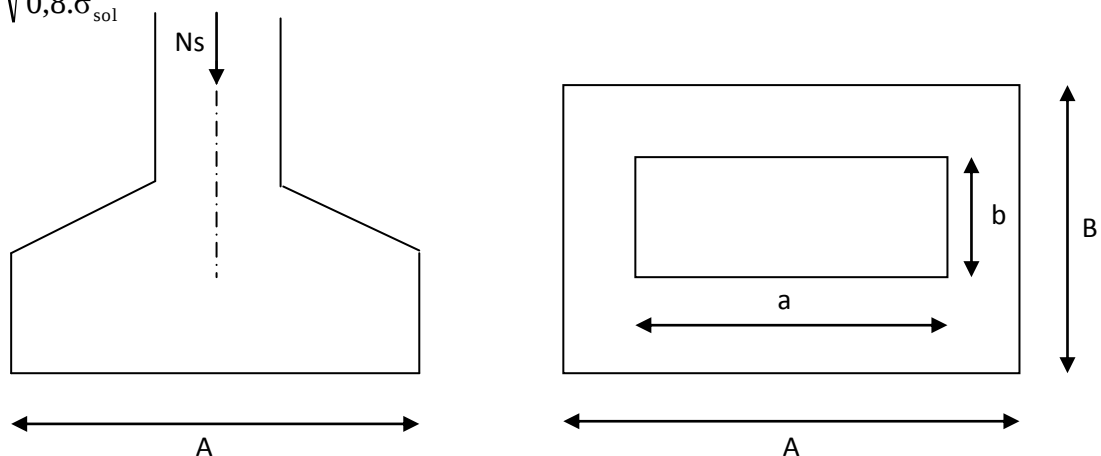


Fig : 9.1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1835.05 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1835.05}{200 \times 0.8}} = 3.38 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3.38 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

9.3) semelles filantes :**9.3.1) Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L} \text{ Avec : } B : \text{ La largeur de la semelle.}$$

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VT1	1208.05	2.1	2.78	5.838
VT2	1208.05	2.1	2.78	5.838
VT3	1048.81	2.1	2.40	5.04
VT4	1048.81	2.1	2.40	5.04
VT5	1181.21	2.1	2.72	5.712
VT6	1181.21	2.1	2.72	5.712
VT7	995.62	2.1	2.28	4.788
VT8	995.62	2.1	2.28	4.788
				42.756

Tableau 9.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m²)
VL1	2570.81	4.30	2.89	12.427
VL2	2570.81	4.30	2.89	12.427
VL3	2540.03	4.40	2.68	11.792
VL4	2540.03	4.40	2.68	11.792
				48.438

Tableau 9.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 91.194 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

9.3.2) Semelles filantes sous poteaux**Résultantes des charges :**

Portique transversal 4-4 : $N_s = 9696.46 \text{ KN}$

Portique longitudinal B-B : $N_s = 9238.69 \text{ KN}$

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N=G+Q \text{ (KN)}$	M_i	$e_i \text{ m}$	$N \times e_i$
1	1145.66	5.80	9.85	11284.75
2	1825.54	1.36	5.85	10679.40
3	1877.03	2.40	1.5	2815.54
4	1877.03	2.40	-1.5	-2815.54
5	1825.54	1.36	-5.85	-10679.40
6	1145.66	5.80	-9.85	-11284.75
Somme	9696.46	19.12	/	0

Tableau 9.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = 0.002m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.002m < \frac{L}{6} = \frac{20}{6} = 3.33m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9696.46}{20} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.002}{20.0}\right) = 484.53 \text{ KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9696.46}{20} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.002}{20}\right) = 485.11 \text{ KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9696.46}{20} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,002}{20}\right) = 484.96 \text{ KN / m}$$

Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{484.96}{200} = 2.42 \text{ m}$$

On prend B = 2.60m.

On aura donc, $S = 2.6 \times 20 = 52 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 52 \times 7 + 91.194 = 455.20 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Conclusion :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 496 \text{ m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 455.20 \text{ m}^2$
(92.62%)
 $S_t > 50 \% S_{bat}$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment (92.62%) donc on opte pour un radier général.

9.4) Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage

-Rapidité d'exécution

- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

9.4.1) Pré dimensionnement du radier :

a/ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b/ Selon la condition forfaitaire :

• Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 450\text{cm} \Rightarrow 56.25\text{ cm} \leq h \leq 90.00\text{ cm}$$

On prend : $h = 75$ cm

• Sous poteaux :

➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{450}{20} = 22.5\text{cm}$$

➤ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{450}{10} = 45\text{ cm}$$

✓ condition de longueur d'élasticité :

$$Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1m$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86$ MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.5}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,90 \text{ m}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_r = 100 \text{ cm}$	$\Leftrightarrow$	hauteur du radier
$h_n = 60 \text{ cm}$	$\Leftrightarrow$	hauteur de la nervure
$h_d = 40 \text{ cm}$	$\Leftrightarrow$	hauteur de la dalle
$b = 45 \text{ cm}$	$\Leftrightarrow$	Largeur de la nervure

9.4.2) Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 67330.22 \text{ kN}$

ELS: $N_s = 48660.34 \text{ kN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$E L U: S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{67330.22}{1,33 \times 200} = 253.12 \text{ m}^2$$

$$E L S: S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{48660.34}{1,33 \times 200} = 182.93 m^2$$

$$S_{bat} = 496 m^2 > \text{Max}(S_1, S_2) = 253.12 m^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 496 + 44.8 = 540.8 m^2$

$$S_{rad} = 540.8 m^2$$

✓ Détermination des efforts à la base du radier :

1) Charges permanentes :

- Poids du bâtiment : $G_{bat} = 53834.69 \text{ KN}$
- Poids du radier :

$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (540.8 \times 0.4) \times 25 = 5408 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0.45 \times (0.6) \times 24.8 \times 7) + (0.45 \times (0.6) \times 20.00 \times 6)] \times 25$$

$$P_n = 1981.8 \text{ KN}$$

▪ **Poids de T.V.O:**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b]$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0.6 \times 24.8 \times 7) + (0.6 \times 20.00 \times 6) = 176.16 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(540.8 - 176.16) \times (1 - 0.4)] \times 17 = 3719.32 \text{ KN.}$$

▪ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad.} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 540.8 \times 0.1 \times 25 = 1352 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

▪ **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 5408 + 1981.8 + 3719.32 + 1352 = 12461.12 \text{ KN}$$

2) Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharges du bâtiment: } Q_{bat} = 13936.45 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2.5 \times 496 = 1240 \text{ KN}$$

3) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 12461.12 + 53834.69 = 66295.81 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 1240 + 13936.45 = 15176.45 \text{ KN}$$

4) Combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 112264.02 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 81472.26 \text{ KN}$$

9.4.3) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

○ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.05 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.4 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

○ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 24.8^3}{12} = 25548.76 m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.8 \times 20^3}{12} = 16782.57 m^4.$$

9.4.4) Vérifications:**1) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 37 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{112324.02 \times 1}{540.8} \times \frac{4,5}{2} = 467.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{467.32}{1 \times 0.37 \times 1000} = 1.26 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

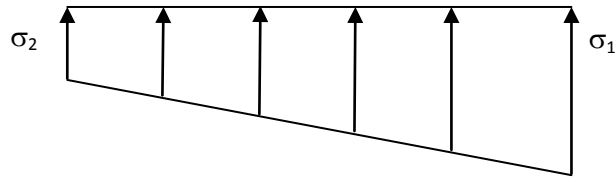


Fig9.2 : Diagramme des contraintes

$$A l'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$A l'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de cedernier.

$$N_u = 112324.02 \text{KN} \quad , N_s = 81510.47 \text{KN}$$

- **Sens longitudinal**

$$A l'ELU M_x = 36394.81 + 3112.18 \times 1.00 = 41728.94 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{112264.02}{540.8} + \frac{41728.94}{16782.57} \times 12.4 = 238.42 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{112264.02}{540.8} - \frac{41728.94}{16782.57} \times 12.4 = 176.75 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 238.42 + 176.75}{4} = 223 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A l'ELS M_x = 36394.81 + 3112.18 \times 1.00 = 41728.94 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{81472.26}{540.8} + \frac{41728.94}{16782.57} \times 12.4 = 181.48 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{81472.26}{540.8} - \frac{41728.94}{16782.57} \times 12.4 = 119.82 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 181.48 + 119.82}{4} = 166.06 \text{ KN / m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$A l'ELU M_y = 39303.622 + 3990.22 \times 1.00 = 42296.87 \text{ KN .m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{112264.02}{540.8} + \frac{42296.87}{25548.76} \times 10.05 = 224.22 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{112264.02}{540.8} - \frac{42296.87}{25548.76} \times 10.05 = 190.95 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 224.22 + 190.95}{4} = 215.90 \text{ KN / m}^2 ; 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A l'ELS M_y = 39303.622 + 3990.22 \times 1.00 = 42296.87 \text{ KN .m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{81472.26}{540.8} + \frac{42296.87}{25548.76} \times 10.05 = 167.28 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{81472.26}{540.8} - \frac{42296.87}{25548.76} \times 10.05 = 134.01 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 167.28 + 134.01}{4} = 158.96 \text{ KN / m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

3) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier

❖ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.4 + 0.4 + 2 \times 1) \times 2 = 5.6m$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6533.33KN$$

$$N_u = 2687.48 \leq 6533.33KN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 1208.05KN$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7466.66KN$$

$$N_u = 1208.05KN < \bar{N}_u = 7466.66KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.4.5) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 99.

❖ **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :**

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4 \rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.5} = 0.96$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (223.11 - 1.35 \cdot \frac{12461.12}{540.8}) \times 1\text{m} = 192.00 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (166.13 - 1.35 \cdot \frac{12461.12}{540.8}) \times 1\text{m} = 135.02 \text{KN/ml.}$$

❖ Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu=0 ; \rho=0.96 \rightarrow \mu_x=0.0401$$

$$\mu_y=0.911$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0401 \times 192 \times 4.35^2 = 145.68 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.911 \times 145.68 = 132.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

1) Ferrailage dans le sens x-x :**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0.5) \times 145.68$$

$$M_{ua} = 72.84 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 144.68$$

$$M_{ut} = 109.26 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ Aux appuis : } \mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.84 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta_u = 0.982$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72.84 \times 10^3}{0.982 \times 37 \times 348} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 14/\text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{109.26 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.056 \rightarrow \beta_u = 0.971$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{109.26 \times 10^3}{0.971 \times 37 \times 348} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA16/ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

2) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0.5) \times 132.72$$

$$M_{ua} = 66.36 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 132.72$$

$$M_{ut} = 99.54 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66.36 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66.36 \times 10^3}{0.983 \times 37 \times 348} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA14/ml} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{99.54 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.051 \rightarrow \beta_u = 0.974$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{99.54 \times 10^3}{0.974 \times 37 \times 348} = 7.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 7.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA16/ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 20 \text{ cm}$

9.4.6) Vérification à l'E.L.U :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_o = 0.8\% \text{ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0.96}{2} \right) = 3.26 \text{ cm}^2.$$

• Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 7.70 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7.70 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• En travée :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 15.71 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 15.71 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

9.4.7) Calcul et vérification à l'E.L.S :**1) Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\rho = 0.96$$

$$\text{On a : } \mu_x = 0.0475$$

$$\mu_y = 0.939$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0475 \times 135.02 \times 4.35^2 = 121.35 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.939 \times 121.35 = 113.95 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{sa} &= (0.5) \cdot M_{s \max} \\ M_{sa} &= (0.5) \times 121.35 \\ M_{sa} &= 60.67 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travée

$$\begin{aligned} M_{st} &= (0.75) \cdot M_{s \max} \\ M_{st} &= (0.75) \times 121.35 \\ M_{st} &= 91.01 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

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

Avec :

α : Position de l'axe neutre :

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{66.36}{60.67} = 1.09 \text{ et } \mu = 0.031 \rightarrow \alpha = 0.039$$

$$\alpha = 0.039 < \frac{1.09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.295 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{99.54}{91.01} = 1.09 \text{ et } \mu = 0.046 \rightarrow \alpha = 0.0588$$

$$\alpha = 0.058 < \frac{1.09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.295 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

9.4.8) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 40\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

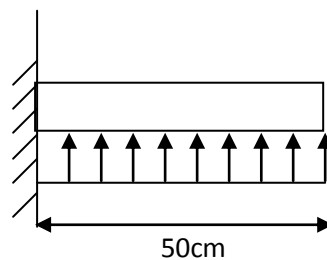


Fig. 9.3 : Schéma statique du débord

1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_{um} = 192.00\text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-192.00 \times 0.5^2}{2} = -24.00\text{KN.m}$$

A l'ELS: $q_{sm} = 135.02 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-135.02 \times 0.5^2}{2} = -16.87 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

A) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 37 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \beta_u = 0.994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24 \times 10^3}{0.994 \times 37 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3) Vérification à l'ELU :

A) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Donc on adopte $4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24.00}{16.87} = 1.42$$

$$\mu_s = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015 \alpha = 0.44 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1.42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.96 \text{ C V.} \rightarrow$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

9.4.9) Ferrailage de la nervure :

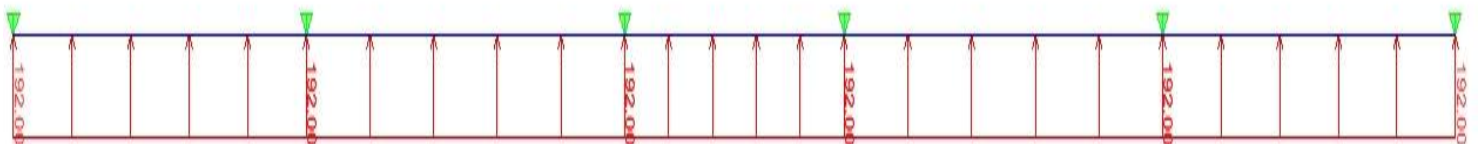
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées

$$h = 75 \text{ cm ; } b = 50 \text{ cm ; } c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1) Détermination des efforts :**➤ Sens longitudinal :**

$$ELU : q_u = 192.00 \text{ KN/m}$$



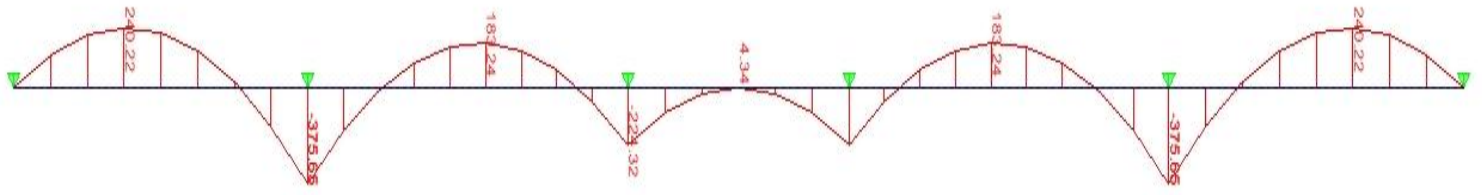


Figure 9.3 :Diagrammes des moments fléchissant **aux** KN.m a ELU

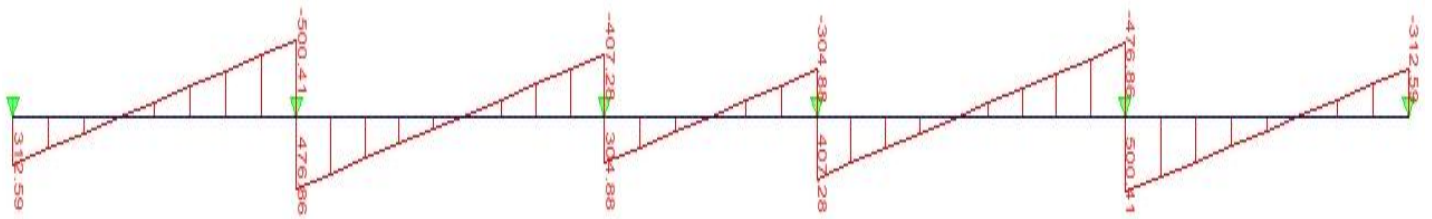


Figure 9.4 :Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELU

ELS : $q_s = 135.02 \text{ KN/m}$

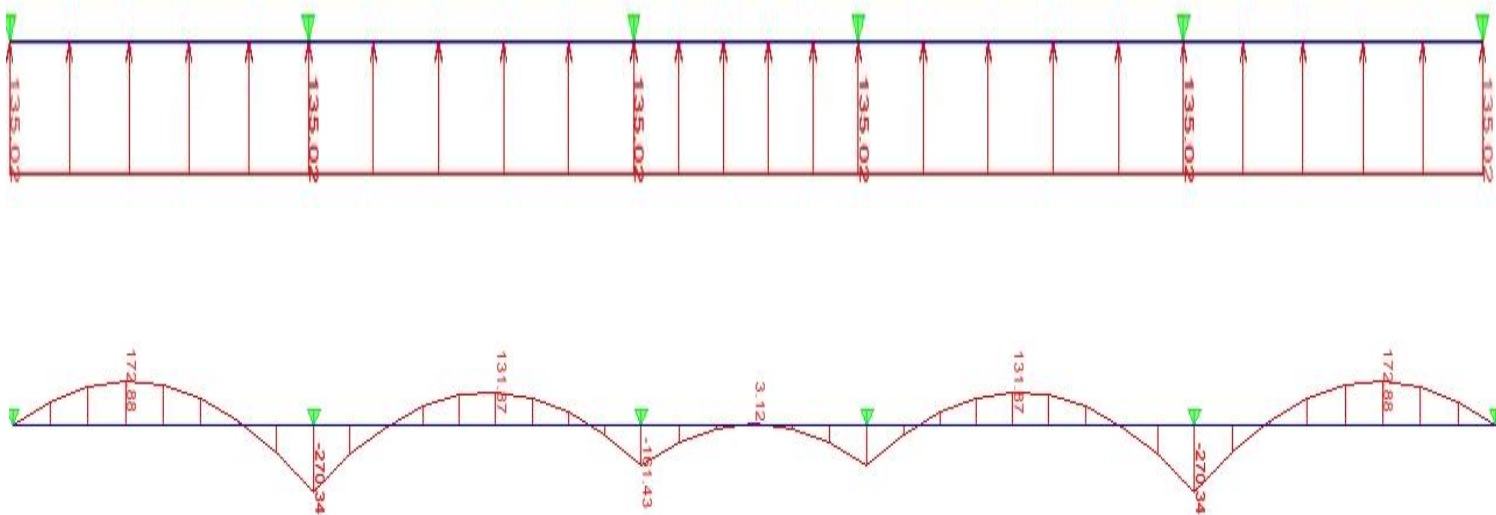


Figure 9.5 :Diagrammes des moments fléchissant **aux** KN.m a ELS

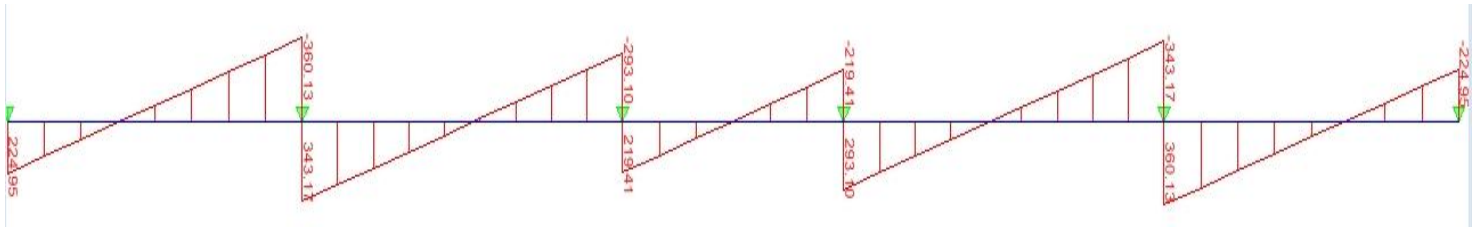


Figure 9.6 :Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELS

➤ Sens transversale :

B) ELU : $q_u=192.00\text{kN/m}$

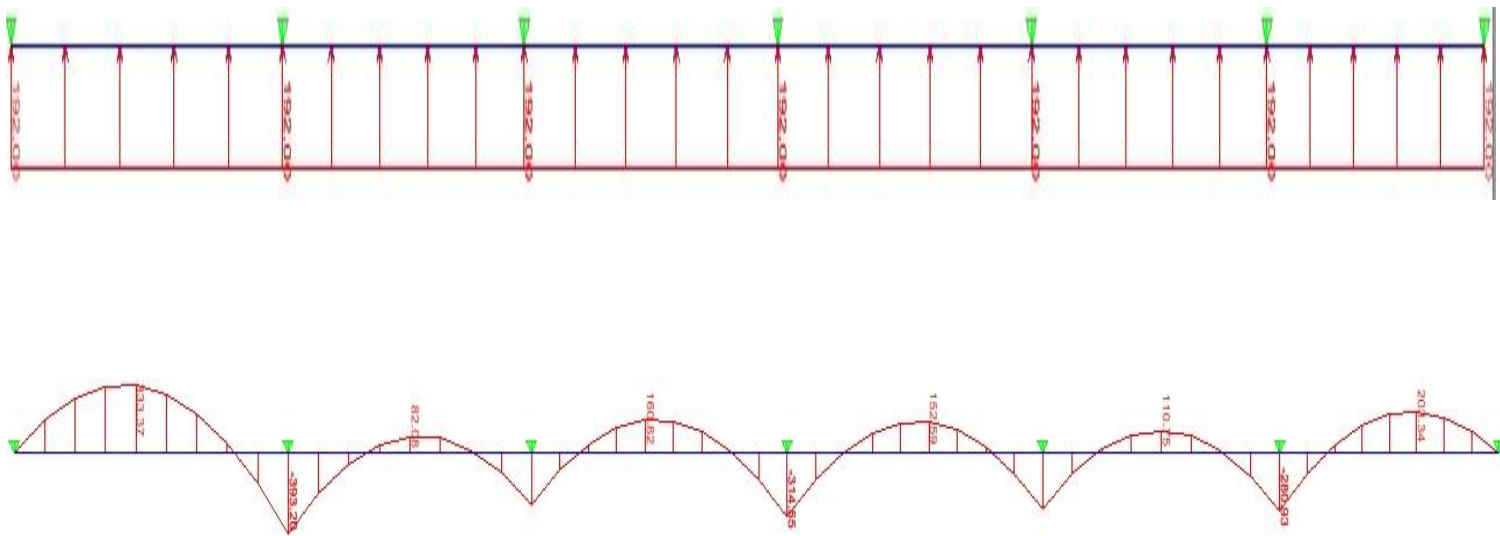


Figure 9.7 :Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m a ELU

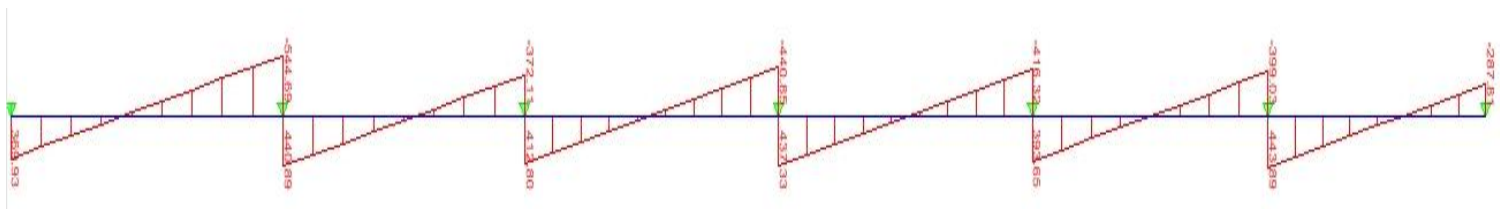


Figure 9.8 :Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELU

ELS : $q_s = 135.02 \text{ KN/m}$

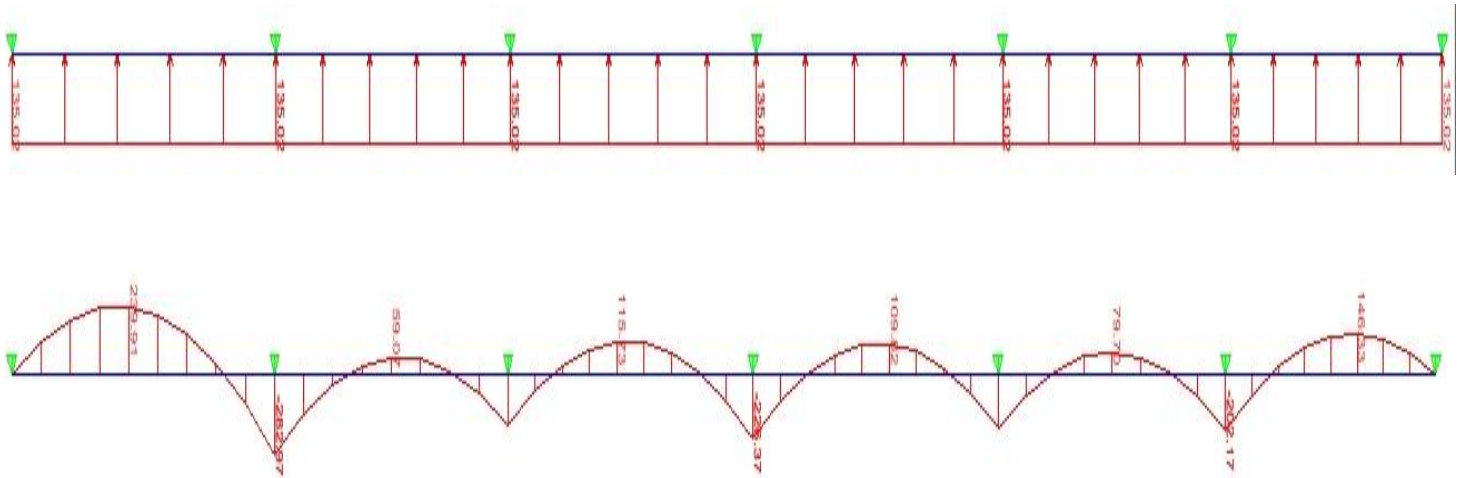


Figure 9.9 :Diagrammes des moments fléchissant **aux KNm a ELS**

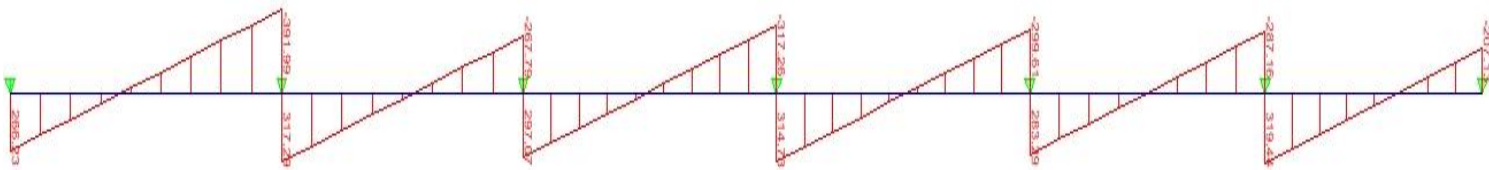


Figure 9.10 :Diagrammes des effort tranchant aux KN a l'ELS

2) Calcul des armatures :

A) Sens transversale x-x :

$$M_t^{\max} = 240.22 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -375.66 \text{ KN.m}$$

$b = 45 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 97 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -375.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{375.66 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{375.66 \times 10^3}{0,968 \times 97 \times 348} = 11.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+2HA16 = 12.06 cm²/ml.

Avec : S_t = 11 cm

➤ En travée :

$$M_t = 240.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{240.22 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,039 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{240.22 \times 10^3}{0,980 \times 97 \times 348} = 7.26 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm²/ml. Avec : S_t = 11 cm.

B) Sens longitudinale y-y :

$$M_t^{\max} = 333.37 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -393.20 \text{ KN.m}$$

b = 45 cm, h = 100 cm, d = 97 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -263.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{393.20 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,065 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,065 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{393.20 \times 10^3}{0,966 \times 97 \times 348} = 12.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+2HA16 = 12.06 cm²/ml.

Avec : S_t = 11 cm

➤ En travée :

$$M_t = 333.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{333.37 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,055 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,14 \rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{333.37 \times 10^3}{0,972 \times 97 \times 348} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+2HA16 = 12.06 cm²/ml. Avec : S_t = 11 cm.

3) Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 97 \times 2.1}{400} = 5.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ **Armatures transversales :**• **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

• **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{25 ; 19.20\}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.025 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

4) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 544.69 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{544.69 \times 10^3}{400 \times 970} = 1.40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification à l'ELS :

✓ Sens transversale :

➤ Aux appuis :

$$M_{Smax}=270.34 \text{ KN.m} \quad \mu=0.044 \longrightarrow \alpha=0.057$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{375.66}{270.66} = 1.38$$

$$\alpha = 0.057 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travées :

$$M_{Smax}=172.88 \text{ KN.m} \quad \mu=0.028 \longrightarrow \alpha=0.035$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{240.22}{172.88} = 1.38$$

$$\alpha = 0.035 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens longitudinale :

➤ Aux appuis :

$$M_{Smax}=282.97 \text{ KN.m} \quad \mu=0.047 \longrightarrow \alpha=0.060$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{393.20}{282.97} = 1.38$$

$$\alpha = 0.060 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

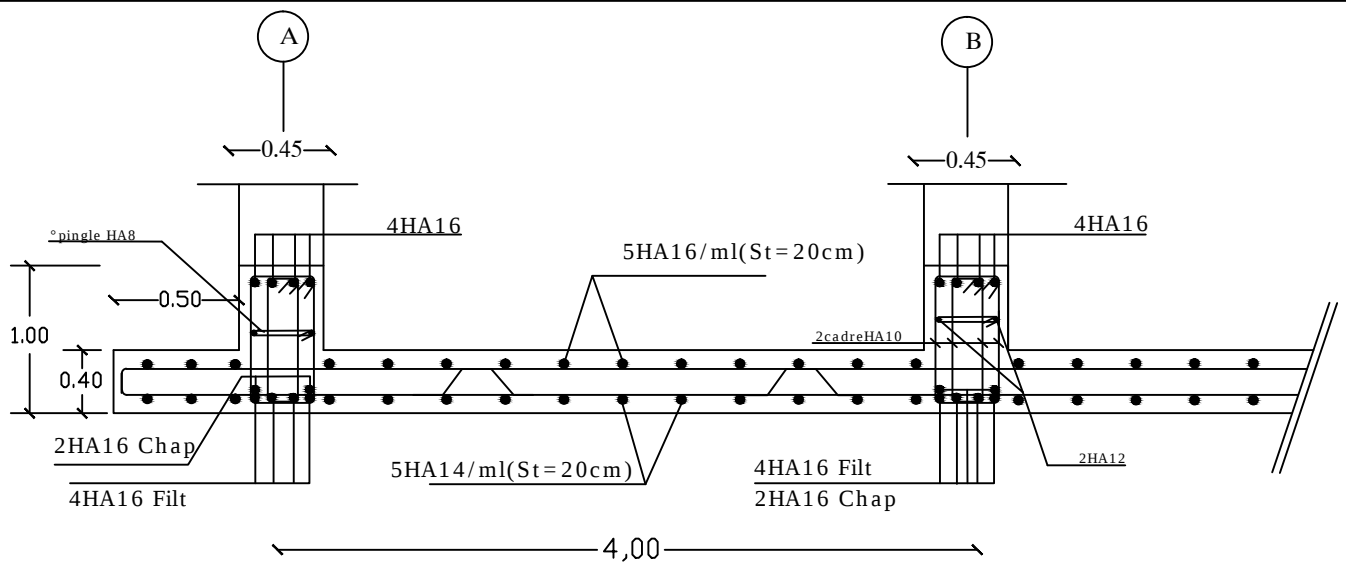
$$M_{S_{\max}} = 239.91 \text{ kN.m} \quad \mu = 0.039 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{333.37}{239.91} = 1.38$$

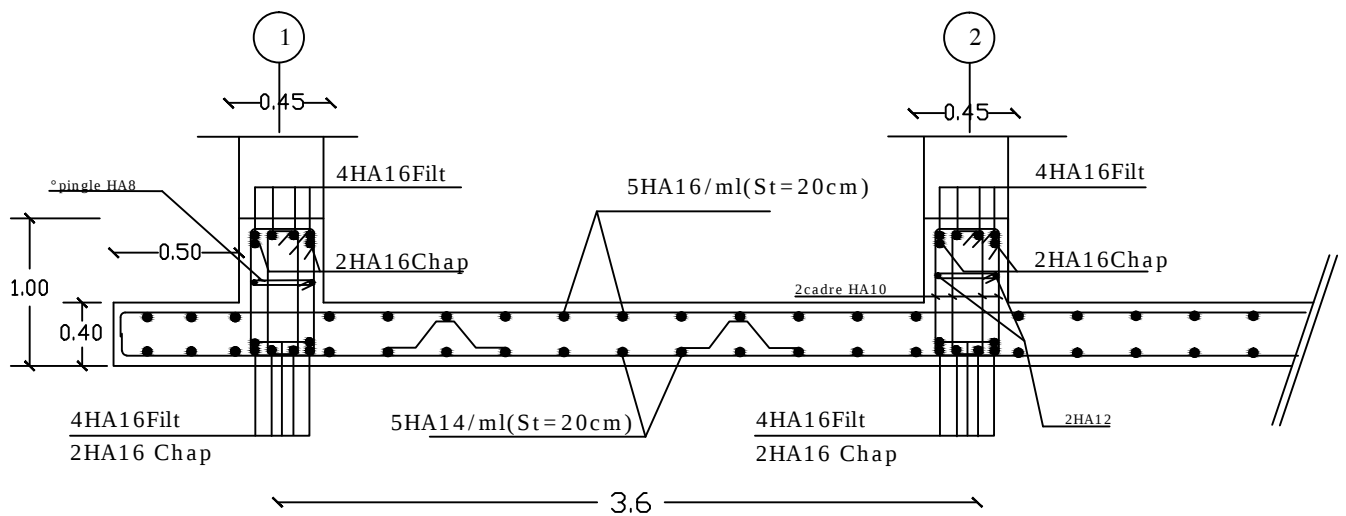
$$\alpha = 0.05 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.



Ferrailage du radier g^on^oral dans le sens XX

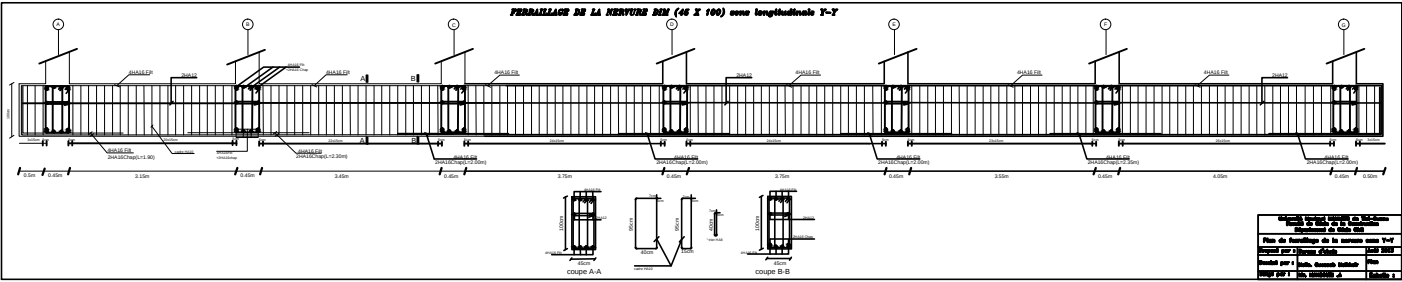


Ferrailage du radier g^on^oral dans le sens YY

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Plan de ferrailage du radier

Proposé par :	Bureau d'étude	Août 2013
Dessiné par :	Melle. Guessab Melkheir	Plan
Dirigé par :	Mr. MANSOURI .A	Echelle :



CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile – portique) contreventée par les voiles, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (L'ETABS).

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, nous a incité à nous documenter davantage.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.