



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

PROJET FIN DE CYCLE
MASTERII

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+7+ 2 entresols) à usage
d'habitation et commercial sis à Beni ksilla.*

Réalisé par :

KEBBICHE ZAHIR

IMATOUKEN YOUNA

Encadré par :

Mr. OURTEMACHE

Member de jury:

Mr. BELHAMDI

Mm. LAOUBI

Année universitaire (2022-2023)

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ ***Mes très chers parents.***
- ✓ ***Mes très chers frères et sœur.***
- ✓ ***Mon binôme et sa famille.***
- ✓ ***Mes copains de chambre et tous mes amis et en particulier Youliouas et safemme.***
- ✓ ***Et tous ce qui me sont chères.***
- ✓ ***L'architecte Mm Gharbi Kahina.***

I. Youba

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ ***Mes très chers parents.***
- ✓ ***Mes très chères sœur.***
- ✓ ***Mon binôme et sa famille.***
- ✓ ***Mes amis.***
- ✓ ***Et tous ce qui me sont chères.***
- ✓ ***L'architecte Mm Gharbi Kahina.***

K. Zahir

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT

IINTRODUCTION

CHAPITE 01

I.1. Présentation de l'ouvrage :	2
I.2. Les DTR et normes utilisées :	2
I.3. Les combinaison d'actions :	2
I.5. Les Caractéristiques des matériaux :	2

CHAPITRE 02

II. : Introduction :	11
II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :	11
II.2: Pré dimensionnement des éléments principaux :	21
II.2.1. Les poutres :	21
II.2.2. Poteaux :	22
II.2.3 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003.....	22
II.2.3. Les voiles :	22
II.3. Evaluation des charges et surcharges :	23
II.7. Conclusion :	25

CHAPITRE 03

III.1. Introduction :	30
III.2. Etude des poutrelles :	30
III.3 Calcul de l'acrotère :	55
III.4. Calcul des poutres de chainages :	60
III.5. Les Escaliers :	65
III.6. Etude de la poutre palière :	77
III.7. Calcul de la poutre brisée :	82

CHAPITRE 04

IV.1 Introduction.....	88
IV.2 Choix de méthode de calcul.....	88
IV.2.1 Présentation de la méthode d'analyse modale spectrale :	89
IV.3 Disposition des voiles de contreventements :	91
IV.4 ANALYSE DE LA STRUCTURE :	91
IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques :	92

IV.6 Vérification du déplacement relatif de niveau.....	95
IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet "P- Δ " :.....	96
IV.8 Vérifications du renversement :.....	97
Conclusion :.....	98

CHAPITRE 05 :

V.1. Etude des poutres :.....	99
V.1.1 Introduction :.....	99
V.1.2. Ferrailage :.....	100
V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5).....	100
V.1.4. Recommandation de RPA99 :.....	101
V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :.....	103
V.1.7. Les armatures transversales :.....	103
V.1.8. Vérification à l'ELU :.....	104
V.1.9. Vérification à l'ELS :.....	105
V.2. Etude des poteaux :.....	109
V.2. Introduction :.....	109
V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :.....	109
V.2.4 Calcul du ferrailage :.....	112
V.2.5. Armatures transversales :.....	113
V.2.6. Vérifications :.....	115
V.3. Etude Des Voiles.....	125
V.3.1 Introduction :.....	125
V.3.2 Le système de contreventement :.....	125
V.3.3 Le principe de calcul :.....	125

CHAPITRE 06

VI.1. INTRODUCTION :.....	132
VI.2. Choix du type de fondation :.....	132
2.1 VI.3. Les vérifications de l'effort ultime :.....	132
2.2 VI.3.1. Vérification des semelles isolées :.....	133
VI.3. Calcul de la poutre de rigidité :.....	139
3.1 VI.4.1 dimensionnements :.....	140
3.2 VI.4.1 ferrailage de la poutre de rigidité :.....	140
3.3 VI.5 Calcul des longrines :.....	143
VI.4. Voile adossé :.....	145

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEX

INTRTODUCTION

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+7+2 entresols) contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V.

En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+7 avec 2 entresol) à usage multiple qui regroupe commerces, et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99. V2003 (Article 3.2).

Cet ouvrage est implanté à Bejaia qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Description architecturale : les dimensions du bâtiment sont :

- La largeur totale : $L = 18.35\text{m}$.
- La longueur totale : $l = 27.07\text{m}$.
- La hauteur totale : $H = 30.94\text{ m}$.
- La hauteur de l'entresol 01 $= 3.06\text{m}$.
- La hauteur de l'entresol 02 $= 3.4\text{m}$
- La hauteur d'étage courant et RDC $= 3.06$.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépassait une hauteur de 14 m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

Données du site :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre travail est implanté à la Commune béni ksilla Daira Adekkar Wilaya de Bejaia.

Les DTR et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93. (Code de Béton Armé).
- Le RPA 99.V 2003. (Règlement Parasismique Algérien).

I .3. Les combinaison d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments on utilise les combinaisons suivantes :

Situations durables :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Situations accidentelles : A L'ELA

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les Caractéristiques des matériaux :**Béton :**

Pour notre cas : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$.

Les Aciers :**Caractéristiques mécaniques des aciers :**

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	déformation à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

Pour notre cas : on choisit la nuance Fe400 pour la haute adhérence et Fe235 pour les Ronds lisses

La résistance de calcul de l'acier :

a) Résistances de calculs l'E.L.U :

D'après le BAEL 91(art.2.2, 2) la résistance de calcul de l'acier à l'état limite ultime est donnée par le diagramme contraintes (σ_{st}) –déformations (ϵ_{bc}) ci-dessous :

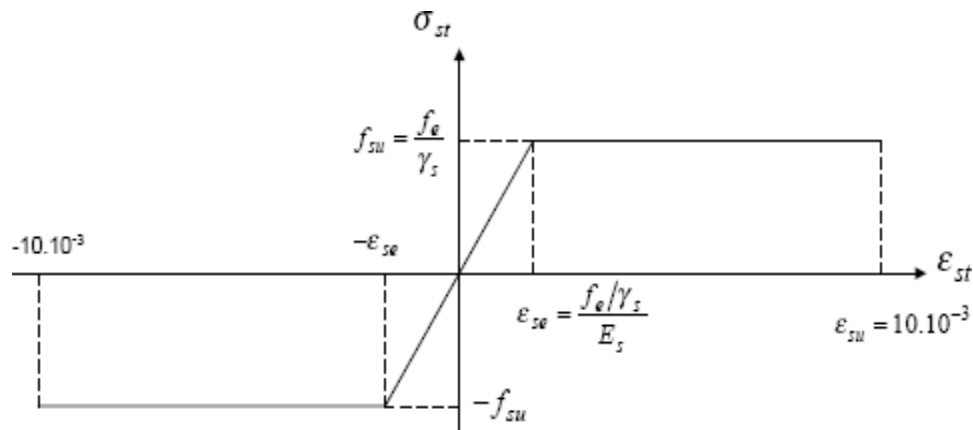


Figure I.4: Diagramme contraintes- déformations des aciers (E.L.U).

Pour $0 \leq \epsilon_{se} \dots \dots \dots \sigma_{st} = E_s \cdot \epsilon_s$

Pour $\epsilon_{se} \leq \epsilon_{st} \leq 10\text{‰} \dots \dots \dots \sigma_{st} = f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier,

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \rightarrow \text{cas courant} \\ 1,00 & \rightarrow \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Dans notre cas on utilise un acier FeE400: $\sigma_{st} = f_{su} = f_e / \gamma_s$

$\rightarrow f_{su} = 348 \text{ MPa}$ en cas courant.
 $\rightarrow f_{su} = 400 \text{ MPa}$ en cas accidentel.

b) A L'Etat Limite de Service :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

○ **Fissuration peu nuisible :**

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

○ **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}] = 201,63 \text{ MPa}$$

○ **Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)**

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}] = 164,97 \text{ MPa}$$

I.5.2.5. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance

CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

II. : Introduction :

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

Pré dimensionnement des éléments secondaires :**les planchers :**

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine.

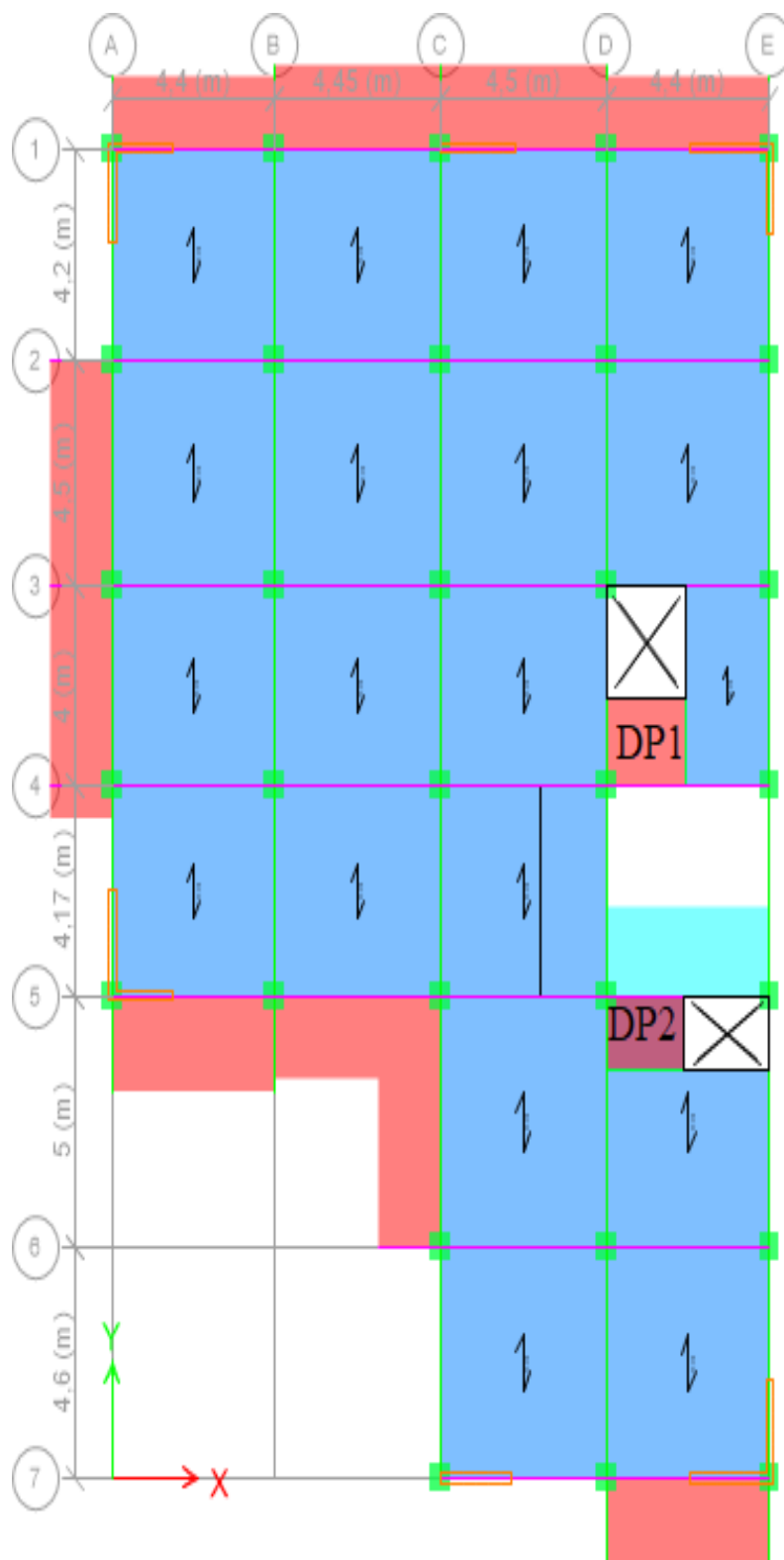


Figure II.2.1 Disposition des poutrelles étages courant et terrasse.

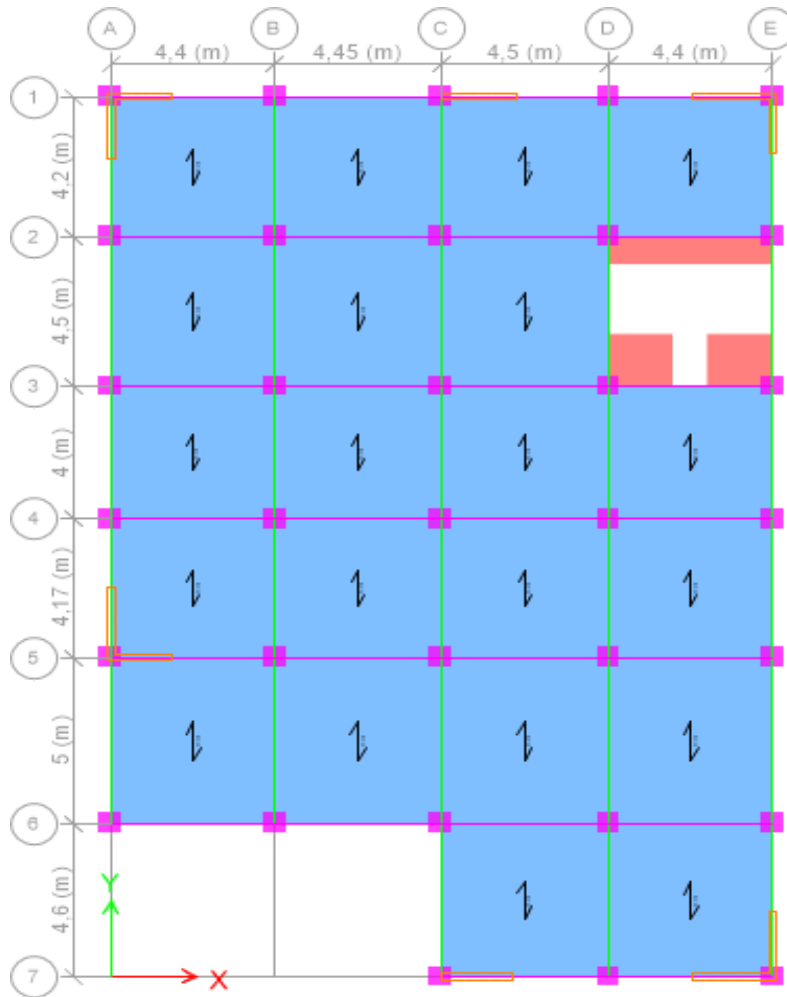


Figure II.2.2 Disposition des poutrelles étages commercial.

A). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$: Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (500 - 30) = 470\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 5$) = 21cm.

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 5\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

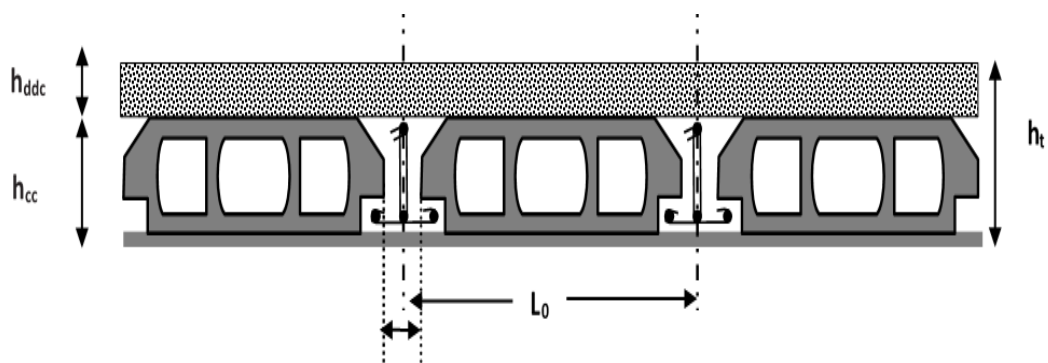


Fig. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles :**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de la continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figure.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

Soit : $b_0 = 12\text{cm}$

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 335 - 30 = 305 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 53 \text{ cm, } L_y = 305 \text{ cm.}$$

$$b \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right); b \leq \min \left(\frac{53}{2}; \frac{305}{10} \right)$$

Soit : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

B). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

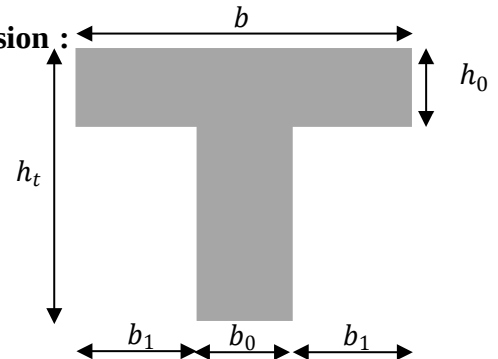


Figure II.3 Dimensionnement des poutrelles

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Coupe-feu :**

$$e \geq 7\text{cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

Notre projet comporte deux types de dalle pleine (voire la figure II.2.1) :

$$\text{Dalle sur 3 appuis (D1)} \rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \rightarrow 3.2 \leq e \leq 4.0$$

$$\text{Dalle sur quatre appuis (D2)} \rho = \frac{1.80}{1.80} = 1 > 0.4 \rightarrow \frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

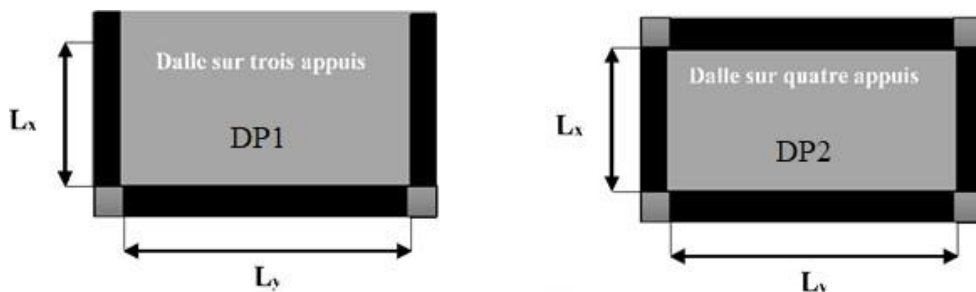


Figure II.4 les deux types de dalle pleine

On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur $e=15\text{cm}$.

Les escaliers :

Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.

- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La pailasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

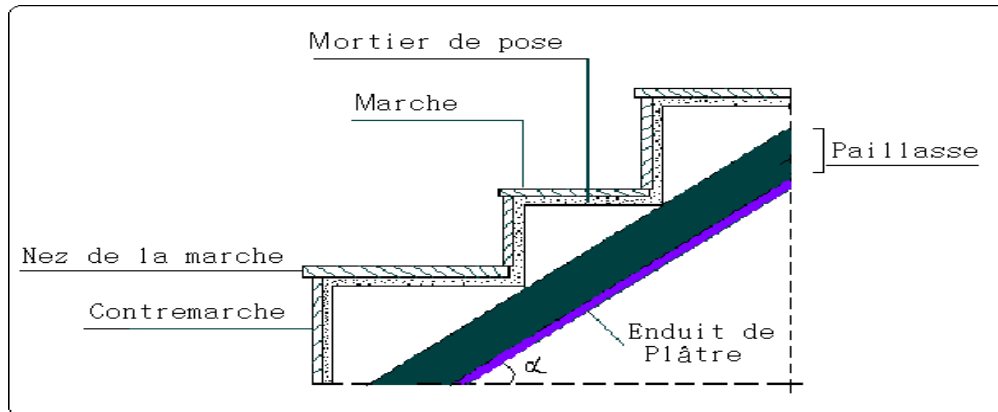


Fig. II.5. Coupe verticale de l'escalier.

Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux type d'escalier : escalier à trois volées (les entres sols).
à deux volées (les étages courants) .

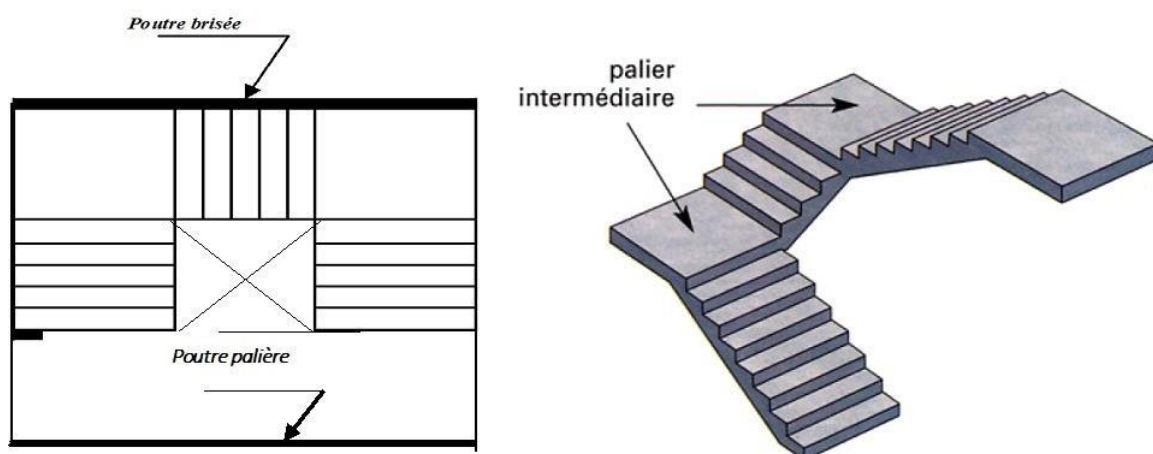


Fig. II.6. Escalier à trois volées.

► Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n-1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

A). Escalier des entresols :

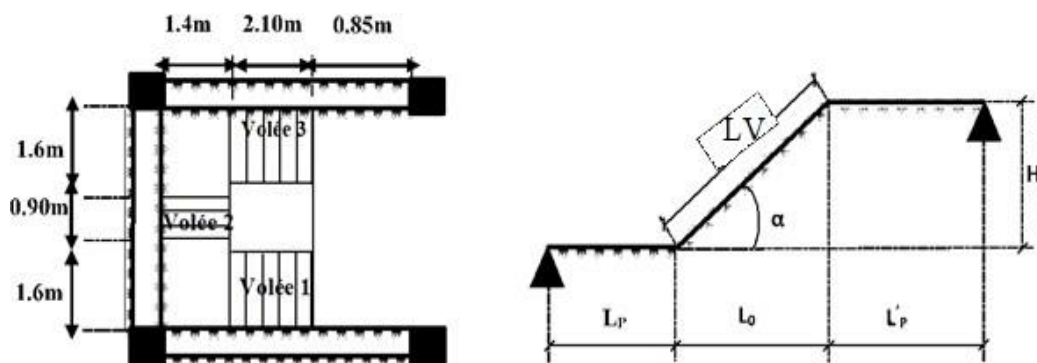


Figure II.7. Schéma d'escalier : Entresol '1' et '2'.

• Première et troisième volée :

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

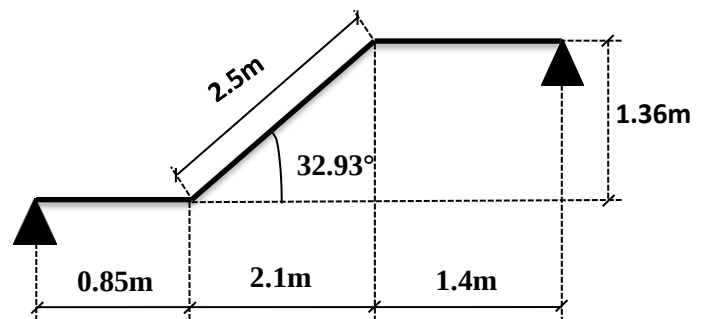


Figure II.8. Schéma statique : Entresol '1' et '2'.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 0.85 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} + 1.4 = 4.75m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{475}{30} \leq e \leq \frac{475}{20} \Rightarrow 15.83cm \leq e \leq 23.75cm \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 210 \text{ cm}$; $H = 136 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 8.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 7.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

• **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

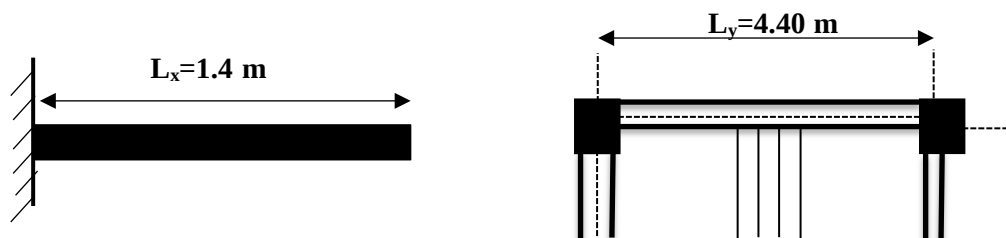


Figure II.9. Schéma statique de la 2^{ème} volée.

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{140}{20} \Rightarrow e \geq 7cm$$

$$e \geq 11cm \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{pour deux heures de coupe-feu.}$$

On prend : **e = 18 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 90 \text{ cm}$; $H = 68 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **n = 4**

Le nombre de marches est : **n - 1 = 3.**

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contre marche est $h = 17cm$.

B) Escalier des étages courants :

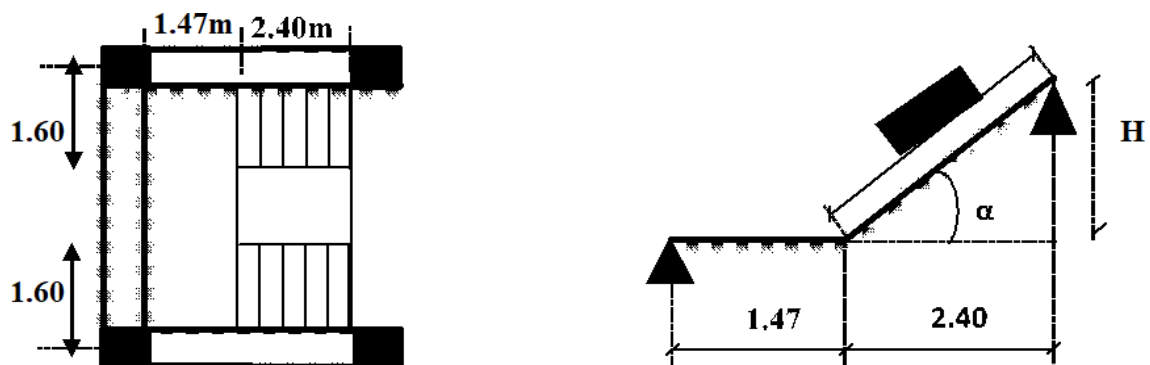


Figure II.10. Schéma statique d'escalier étage courant.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

Cages d'escaliers	Volées	L_p (m)	L_0 (m)	L_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Entresol 1et 2	1	0.85	2.10	1.4	2.5	1.36	4.75	32.93	8	17	30	18
	2	1.60	0.9	1.60	1.27	0.68	4.47	37.07	4	17	30	18
	3	1.4	2.10	0.85	2.5	1.36	4.75	32.93	8	17	30	18
Etages courants	1	1.47	2.40	0	2.85	1.53	4.31	32.52	9	17	30	15
	2	1.47	2.40	0	2.85	1.53	4.31	32.52	9	17	30	15

Tableau II.1. Les dimensions des escaliers du bâtiment :

II.2: Pré dimensionnement des éléments principaux :

Les poutres :

Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$)

D'où :

$$L_{\max} = 420 \text{ cm} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 35 \text{ cm}$**

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$: portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$)

$$L_{\max} = 470 \text{ cm} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}.$$

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

$$B = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

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

Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles de CBA, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

- Entresol 1 et 2 poteaux (50x50) cm^2 .
- R.D.C ,1^{er} étage poteaux (45x45) cm^2 .
- 2^{ème}étage· 3^{ème}étage poteaux (40x40) cm^2 .
- 4^{ème} ,5^{ème} étagepoteaux (35x35) cm^2 .
- 6^{ème} ,7^{ème}étage.....poteaux (30x30) cm^2 .

II2.3 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

- Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doit répondre aux Exigences suivantes :
- $\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ *vérifiée*
- $\text{min}(b, h) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 15.3 \text{ cm}$ *vérifiée*
- $1/4 \leq h/b \leq 4$ *vérifiée*

Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).

➤ $e > h_e / 20 \dots \dots \dots (2)$. RPA (article 7.7.1)

➤ $L > 4 e \dots \dots \dots (3)$.

$e \geq \text{Max} [306/20, 15\text{cm}] \rightarrow e_{\text{etages}} = 20 \text{ cm}$

$e \geq \text{Max} [340/20, 15\text{cm}] \rightarrow e_{\text{entresol}} = 20 \text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e_{\text{voiles}} = 20\text{cm}$.

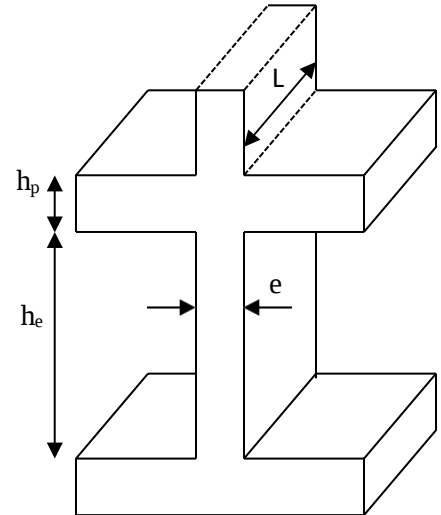


Fig. II.11. Coupe de voile en élévation.

Evaluation des charges et surcharges :

- **Plancher terrasse inaccessible.**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Isolation thermique	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+5)	-	0.20	2.92
	-	0.01	0.146
Mortier de ciment	18	0,02	0,25
Béton en forme de pente	22	0,1	2.2
Charge permanente totale	$G = 6.55 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.2 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

- **Plancher étage courant :**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux (16+5)	-	0,20	2,92
	-	0.01	0.146
Enduit de plâtre	18	0,015	0,27
Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale	$G = 5.67 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher étage courant.

- Dalles pleines

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Dalle pleine	25	0,15	3
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale	G = 4.61 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 3.5 KN/m ²		

Tableau II.4 Evaluation des charges de la dalle pleine.

- Mur extérieur

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Brique creuse	9	0,1	0.9
Lame d'air	-	0,05	-
Brique creuse	9	0,15	1.35
Enduit en mortier de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale	G = 2.92 KN/m ²		

Tableau II.5 Evaluation des charges du mur extérieur.

- Evaluation de la charge de l'acrotère

- Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	18	0,015	0.27
Enduit de ciment intérieur	18	0.015	0.27
Béton	25	0,1	2,5
Charge permanente totale	G = 3.04 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m ²		

Tableau II.6 Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids
P palliasse	25	0.15/cos37.07	4.70
Les marches	22	0.17/2	1.87
Carrelage horizontale	20	0,02	0.4
Carrelage vertical	20	0.02*0.17/0.30	0.226

Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	$0.02 \cdot 0.17 / 0.30$	0.226
Enduit de ciment	18	$0.02 / \cos 37.07$	0.45
Charge permanente totale	$G = 8.27 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$		

- Evaluation des charges dans la volée

Tableau II.7 Evaluation des charges dans la volée.

- Evaluation des charges dans le palier :

Tableau II.8 Evaluation des charges dans le palier.

Désignation des éléments	$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	Poids (KN/m ²)
P palliasse	25	0,15	3.75
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente totale	$G = 4.82 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$		

II.7. Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées :

- Plancher corps creux (16+5) cm $\mapsto$ (16+4) +1cm pour la dalle de compression.
- Poutres principales (30x35) cm².
- Poutres secondaires (30x35) cm².
- Entresol 1 et 2 Poteaux (50x50) cm²
- R.D.C ,1^{er} étage Poteaux (45x45) cm².
- 2^{ème} étage, 3^{ème} étage Poteaux (40x40) cm².
- 4^{ème} ,5^{ème} étage Poteaux (35x35) cm².
- 6^{ème} ,7^{ème} étage Poteaux (30x30) cm².
- On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e_{voiles} = 20\text{cm}$.

Chapitre III

Introduction :

Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, en assurant l'isolation phonique et thermique, et il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation). Dans notre cas on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique et des dalles pleines pour les balcons.

Etude des poutrelles :

Les poutrelles ce calcul a la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Les méthodes de calcul :

Pour le calcul de la poutrelle, on suppose de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire. (Voir l'annexe 03)
- Méthode de Caquot.

Pour notre cas, la méthode forfaitaire est applicable pour tous les types. Dans ce qui suit, on donnera un exemple de calcul par cette méthode pour le type 2 dans le niveau commercial et habitation.

Les autres calculs seront récapitulés dans un tableau.

Les différents types de poutrelles :

niveau	Type	Schéma statique
Etages courant Et terrasse	01	
	02	

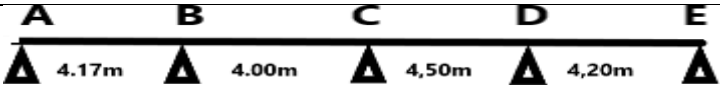
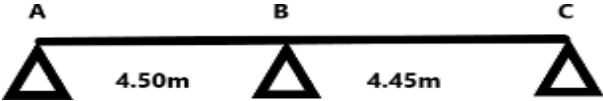
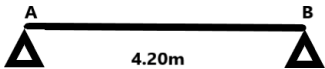
ENTRESOLS 1 ET 2	03	
	04	
	01	
	02	
	03	
	04	

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.

Calcul des poutrelles :

A) Les différents chargement de la poutrelle :

- **Plancher Terrasse inaccessible :**

$$G=6.55\text{KN/m}^2$$

$$Q=1\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Pour plancher étage à usage commerciale :**

$$G=5.67\text{KN/m}^2$$

$$Q=5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.67 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3- Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ Est vérifié pour tous types de poutrelles.

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d'utilisation de cette méthode sont satisfaites.

Donc on applique la méthode forfaitaire pour les différents types de poutrelles.

B) Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles :

- **Calcul des sollicitations :**

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- **Pour le plancher terrasse :**

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times 6.55 + 1.5 \times 1 = 10.34 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = 0.65 \times q_u = 0.65 \times 10.34 = 6.72 \text{ KN/m}$$

À l'ELS : $q_s = 6.55 + 1 = 7.55 \text{ KN/m}^2$

$$p_s = 0.65 \times q_s = 0.65 \times 7.55 = 4.91 \text{ KN/m}$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

C) Le calcul dans le type 02 :

Pour plancher étage à usage commerciale.

$$P_u = 9.85 \text{ KN/m}$$

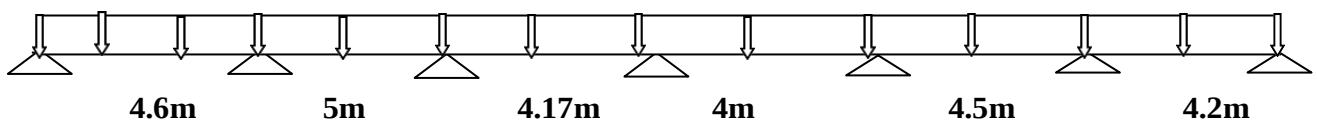


Figure III.1. : Poutrelle à 6 travées (Type 2)

Les sollicitations :**À l'ELU :**

$$G = 5.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 15.15 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Et} \quad p_u = 0.65 \times q_u = 0.65 \times 15.15 = 9.85 \text{ KN} / \text{m}$$

À l'ELS :

$$q_s = 10.67 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Et} \quad p_s = 0.65 \times q_s = 0.65 \times 10.67 = 6.93 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{À l'ELU : } M_0 = \frac{p_u l^2}{8} \qquad \text{À l'ELS : } M_0 = \frac{p_s l^2}{8}$$

Moment isostatique :

Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)
A-B	4.60	26.12	18.32
B-C	5.00	30.86	21.65
C-D	4.17	27.27	15.04
D-E	4.00	19.75	13.86
E-F	4.50	25.00	17.54
F-G	4.20	21.77	15.28

Tableau III.2. Moments isostatiques poutrelle type 2.**Moments sur les appuis :**

$$M_A = M_I = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

À l'ELU :

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 15.43 \text{ KNm} \quad (\text{Pour les appuis voisins des appuis de rive pour}$$

une poutre a plus de deux travées $M_{appuis} = 0.5 M_0$)

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 12.344 \text{ KNm} \quad (\text{Pour les appuis intermédiaires pour une poutre a}$$

plus de trois travées $M_{appuis} = 0.4 M_0$)

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{CD}) = 10.91 \text{KNm}, M_E = 0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 10 \text{KNm}$$

$$M_F = 0.5 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FI}) = 12.5 \text{KNm}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_I = 0$$

$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 12.7 \text{KNm}$ (Pour les appuis voisins des appuis de rive pour une poutre à plus de deux travées $M_{appuis} = 0.5M_0$)

$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 10.16 \text{KNm}$ (Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées $M_{appuis} = 0.4M_0$)

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{CD}) = 8.972 \text{KNm}, M_E = 0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 8.224 \text{KNm}$$

$$M_F = 0.5 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FI}) = 10.28 \text{KNm}$$

Les moments fléchissant en travées :

Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.67} = 0.468$$

Travée A-B :

À l'ELU : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \dots\dots\dots (1) \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

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

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.468 = 1.141$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) = 1.341$$

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :

L'effort tranchant isostatique :

$$\text{ON CALCUL } V_0 \text{ POUR CHAQUE TRAVÉE : } V_0 = \frac{q \times l}{2}$$

$$\text{Pour la travée AB : } V_0 = \frac{9.85 \times 4.6}{2} = 22.66 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts tranchants hyperstatique aux appuis :

Pour une poutre à plus de deux travées l'effort tranchant hyperstatique est déterminé par la méthode générale (forfaitaire) :

$V = 1.1 \times V_0$ (L'effort tranchant hyperstatique en appuis = 10 % V_0) pour les poutres à plus de deux travées.

Tableau III.3 Les tableaux récapitulatifs des moments et efforts tranchants étages commercial.

Type 1 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{1u} (KN.m)	M_{1s} (KN.m)
Travée AB	21,719	15,294	21,719	15,294

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	20,685
Appui B	0	0	-20,685

Type 2 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{1u} (KN.m)	M_{1s} (KN.m)
Travée AB	26,053	18,346	22,023	15,508
Travée BC	30,781	21,675	21,26	14,971
Travée CD	21,41	15,076	13,984	9,847
Travée DE	19,7	13,872	13,203	9,297
Travée EF	24,933	17,557	17,221	12,126
Travée FG	21,719	15,294	18,541	13,056

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	22,655
Appui B	-15,391	-10,838	27,088
Appui C	-12,312	-8,67	-24,625

Appui D	-8,564	-6,03	-20,537
Appui E	-9,973	-7,023	22,163
Appui F	-12,467	-8,779	-24,379
Appui G	0	0	-20,685

Type 3 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée

	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{1u} (KN.m)	M_{1s} (KN.m)
Travée AB	26,053	18,346	22,023	15,508
Travée BC	30,781	21,675	21,26	14,971
Travée CD	21,41	15,076	12,914	9,093
Travée DE	19,7	13,872	17,119	12,055

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	22,655
Appui B	-15,391	-10,838	27,088
Appui C	-12,312	-8,67	-24,625
Appui D	-10,705	-7,538	-22,591
Appui E	0	0	-19,7

Type 4 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée

	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{1u} (KN.m)	M_{1s} (KN.m)
Travée AB	30,781	21,675	27,416	19,306
Travée BC	21,41	15,076	12,445	8,763
Travée CD	19,7	13,872	13,203	9,297
Travée DE	24,933	17,557	17,221	12,126
Travée EF	21,719	15,294	18,541	13,056

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	24,625
Appui B	-15,391	-10,838	-27,088
Appui C	-8,564	-6,03	-20,537
Appui D	-9,973	-7,023	22,163
Appui E	-12,467	-8,779	-24,379
Appui F	0	0	-20,685

La même procédure a été suivie pour le calcul des différents types de poutrelle des autres niveaux et les résultats sont illustrer dans les tableaux suivant :

Plancher Terrasse :

$$G=6.55\text{KN/ m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/ m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times 6.55 + 1.5 \times 1 = 10.34\text{KN /m}^2 \text{ et } p_u = 6.7 \text{ KN /m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 6.55 + 1 = 7.55 \text{ KN/m}^2 \text{ et } p_s = 4.9\text{KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.132$$

Tableau III.4 Les tableaux récapitulatifs des moments et efforts tranchants terrasse inaccessible.

Type 1 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	16,642	12,149	16,642	12,149

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	14,959
Appui B	0	0	-14,959

Type 2 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	17,782	12,982	13,419	9,797
Travée BC	21,009	15,338	12,605	9,203
Travée CD	14,613	10,668	8,219	6
Travée DE	13,446	9,816	7,792	5,689
Travée EF	17,018	12,423	10,211	7,454
Travée FG	14,824	10,822	11,311	8,257

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	15,463
Appui B	-10,505	-7,669	18,488
Appui C	-8,404	-6,135	-16,808
Appui D	-5,845	-4,267	-14,017
Appui E	-6,807	-4,969	15,127
Appui F	-8,509	-6,212	-16,639
Appui G	0	0	-14,118

Type 3 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{1u} (KN.m)	M_{1s} (KN.m)
Travée AB	13,446	9,816	9,864	7,201
Travée BC	17,018	12,423	9,36	6,832
Travée CD	14,824	10,822	11,311	8,257

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	13,446
Appui B	-8,509	-6,212	16,639
Appui C	-8,509	-6,212	-16,639
Appui D	0	0	-14,118

Type 4 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{1u} (KN.m)	M_{1s} (KN.m)
Travée AB	14,613	10,668	11,69	8,534
Travée BC	13,446	9,816	7,061	5,155
Travée CD	17,018	12,423	10,211	7,454
Travée DE	14,824	10,822	11,311	8,257

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	14,017
Appui B	-7,307	-5,334	-15,419
Appui C	-6,807	-4,969	15,127
Appui D	-8,509	-6,212	-16,639
Appui E	0	0	-14,118

Type 5 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{1u} (KN.m)	M _{1s} (KN.m)
Travée AB	17,018	12,423	12,763	9,317
Travée BC	16,642	12,149	12,369	9,029

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	MA _u (KN.m)	MA _s (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	0	0	15,127
Appui B	-10,211	-7,454	-17,396
Appui C	0	0	-14,959

Plancher étage habitation :

$$G=5.67\text{KN/ m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times 5.67 + 1.5 \times 1.5 = 9.91\text{KN /m}^2 \text{ et } p_u = 6.44 \text{ KN /m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 5.67 + 1.5 = 7.17 \text{ KN/m}^2 \text{ et } P_s = 4.66\text{KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.209$$

Tableau III.5 Les tableaux récapitulatifs des moments et efforts tranchants étages habitation.

Type 1 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{1u} (KN.m)	M _{1s} (KN.m)
Travée AB	17,029	12,328	13,067	9,459
Travée BC	20,119	14,566	12,326	8,925
Travée CD	13,994	10,131	8,048	5,827
Travée DE	12,876	9,322	7,625	5,521
Travée EF	16,296	11,798	9,985	7,229
Travée FG	14,196	10,278	11,012	7,973

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	MA _u (KN.m)	MA _s (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	0	0	14,807
Appui B	-10,06	-7,283	17,705
Appui C	-8,048	-5,826	-16,095
Appui D	-5,598	-4,052	-13,423
Appui E	-6,518	-4,719	14,486
Appui F	-8,148	-5,899	-15,934
Appui G	0	0	-13,52

Type 2 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	12,876	9,322	9,609	6,957
Travée BC	16,296	11,798	9,17	6,639
Travée CD	14,196	10,278	11,012	7,973

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	12,876
Appui B	-8,148	-5,899	15,934
Appui C	-8,148	-5,899	-15,934
Appui D	0	0	-13,52

Type 3 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	13,994	10,131	11,373	8,233
Travée BC	12,876	9,322	6,926	5,014
Travée CD	16,296	11,798	9,985	7,229
Travée DE	14,196	10,278	11,012	7,973

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	13,423
Appui B	-6,997	-5,066	-14,766
Appui C	-6,518	-4,719	14,486
Appui D	-8,148	-5,899	-15,934
Appui E	0	0	-13,52

Type 4 :

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée				
	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	16,296	11,798	12,429	8,998
Travée BC	15,936	11,537	12,046	8,721

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis			
	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	0	0	14,486
Appui B	-9,778	-7,079	-16,658
Appui C	0	0	-14,325

Remarque : on analyse les résultats on remarque que les sollicitations max dans l'étage courant et terrasse se rapproche, pour cette raison on calcul avec le plus défavorable entre les deux. Et pour les étages commerciaux avec ces propres sollicitations.

Tableau III.6 Les tableaux récapitulatifs des moments max au niveau commercial.

TYPE DE POUTRELLES ET SOLLICITATION	A L'ELU			A L'ELS	
	M ^{max} appuis Kn.m	M ^{max} travées <u>Kn.m</u>	V ^{MAX} Kn	M ^{max} appuis Kn.m	M ^{max} travées <u>Kn.m</u>
Type 1	00	21,72	20,7	00	15,204
Type 2	15,4	22,023	27,088	10,8	15,508
Type 3	15,4	22,03	27,088	10,84	15,508
Type 4	15,4	27,4	27,088	10,84	19,306

D) Ferrailage des poutrelles :

D.1) étage commercial :

Moment en travée : $M_{trav}^{\max} = 27,4 \text{ KN m}$

Moment en appui intermédiaire : $M_{appui}^{\max} = 15,4 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V^{\max} = 27,088 \text{ KN}$

Moment en appui de rive : $M_{ap}^{\max} = 0.15 \times M_0 = 0.15 \times 30.8 = 4.63 \text{ KN.m}$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 71.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 71.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 27.4 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- **Calcul des armatures :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{27,4 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,092 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \mu_l = 0,3916$$

$$\mu_{bu} < \mu \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091}) = 0,12 \quad Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,12) = 0,22m$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{27,4 \times 10^{-3}}{0,2 \times 348} = 3,4 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_T \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\text{Soit } A = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4,21 \text{ cm}^2 .$$

- En appuis

1) Appuis intermédiaires : La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 71.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = 15.4 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{15.4 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.28$$

$$0.186 < \mu_{bu} \Rightarrow \text{Pivot B : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.28}) = 0.42$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.42) = 0.15 \text{ m}$$

$$A_{\text{int}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{15.4 \times 10^{-3}}{0.15 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{calculé}}$$

$$\text{On choisit } A = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}16 = 3.14 \text{ cm}^2$$

2) Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{4.63 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bU} < \mu_L = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (} A_0 = 0 \text{)}.$$

$$\mu_{bU} = 0.013 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A (} \xi_s = 10\% \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bU}}) = 0.016$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{4.63 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

• **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 27.088 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{27.088 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement :**

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, armatures droites.)}$$

$$St \leq A_t \frac{\times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$St \leq 24 \text{ cm}$

Soit $St = 15\text{cm}$

• **Vérification à l'effort tranchant :**

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :

– **L'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (27.088 + \frac{-15.4}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} 10^4 = -1.95\text{cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant

M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

– **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{27.088 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.78\text{cm}^2$$

$A_l \geq 0.78\text{cm}^2$ C'est vérifié.

• **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}$

– **En travée :**

$$M_t^{\max} = 19.306\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.05) = 7.15 \times 10^{-5}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

$$\text{Calcul de } y : b_0 \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$$

$$y^2 + 1.81y - 32.56 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.85 \text{ cm}$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 11.76218 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{19.306 \times 10^{-3}}{11.76218 \times 10^{-5}} \times 0.0485 = 7.96 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

–En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 10.8 \text{ KN.m} ; A_{int} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$Y = 8.535 \text{ cm}$$

$$I = 6.63 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 13.91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art B-6-3) [1].

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2].**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{16}{500} = 0.032 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{500}{500} = 1.00cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

-Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

-Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G ; q_{gser} = 0.65 \times G ; q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• Calcul de la flèche

<u>1°/ Calcul des moments</u>		<u>7°/ Calcul de I_f</u>	
$Mq = w \cdot q \cdot L^2 / 8$		<u>Sous j</u>	
M_j (t.m)	0,46769531	If_i (m⁴)	0,00027176
M_g (t.m)	0,8625	If_v (m⁴)	0,00039335
M_p (t.m)	1,63007813		
<u>2°/ Calcul de ρ et λ</u>		<u>Sous g</u>	
P	0,01949074	If_i (m⁴)	0,00022813
Λ_i	2,10943537	If_v (m⁴)	0,00035413
Λ_v	0,84377415		
<u>3°/ Calcul de Y et I</u>		<u>Sous p</u>	
Y(m)	0,0502173	If_i (m⁴)	0,0002051
I (m⁴)	0,0001338	If_v (m⁴)	0,00033105
		<u>8°/ Calcul de E</u>	

<u>4°/ Calcul des contraintes (σ)</u>				
			E_v (Mpa)	10818,8656
σ_{stj} (Mpa)	68,0453949		E_i (Mpa)	32456,5969
σ_{stg} (Mpa)	125,48587			
σ_{stp} (Mpa)	237,161474		<u>9°/ Calcul de f</u>	
<u>5°/ Calcul de μ</u>			f_{gv} (mm)	5,62801177
			f_{ji} (mm)	1,3255891
M_j	0,50371509		f_{pi} (mm)	6,1217757
M_g	0,69074117		f_{gi} (mm)	2,91217726
M_p	0,82151366			
<u>6°/ Calcul de I_0</u>			f (mm)	7,51202111
			f' (mm)	10
I_0 (m ⁴)	0,00050957		Condition vérifiée	

- Ferrailage des poutrelles étages courant et terrasse :

Tableau III.7 Les moments max au niveau de l'étage courant et terrasse inaccessible.

TYPE DE POUTRELLES ET SOLlicitation	<u>ELU</u>			<u>ELS</u>	
	$M^{\max}_{appuis}$ Kn.m	$M^{\max}_{travées}$ <u>Kn.m</u>	$V^{\max}$ Kn	$M^{\max}_{appuis}$ Kn.m	$M^{\max}_{travées}$ <u>Kn.m</u>
Type 1	10,01	13,11	17,776	7,31	9,5
Type 2	8,18	11,05	16	6	8
Type 3	8,181	11,414	16	6	8,264
Type 4	9,817	12,5	16,726	7,108	9,03

Les armatures des poutrelles des différents niveaux sont calculées de la même manière.

Moment en travée : $M^{\max}_{trav} = 16$ KN m

Moment en appui intermédiaire : $M^{\max}_{appui} = 10,1$ KNm

L'effort tranchant : $V^{\max} = 17,776$ KN

Moment en appui de rive : $M_{ap} = 0.15 \times M_0 = 0.15 \times 20,2 = 3.03$ KN.m

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 71.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 71.53 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^{\max} = 16 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

• **Calcul des armatures :**

Calcul de FERRAILLAGE à L'ELU	
1°/ Calcul des armatures	3°/ Vérification de l'effort tranchant
1.1°/ Armatures en travée	
μ_{bu} - 0,05362829	ζ_u (Mpa) 0,81944444
A 0,06893624	ζ'_u (Mpa) 3,325
Z (m) 0,17503659	Pas de rupture par cisaillement
MR (t.m) 0	4°/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis
A' (cm ²) 0	4.1°/ Influence sur le béton
A (cm ²) 2,62802194	V (t) ≤ 70,2
A_{min} (cm ²) 1,412775	Condition vérifiée
-	
1.2°/ Armatures en appui	°/ Influence sur les armatures tendue
μ_{bu} - 0,18173566	°/ Appui de rive
α 0,25271565	
Z (m) 0,16180447	A (cm ²) ≥ 0,508875
MR (t.m) 0	Condition vérifiée
A' (cm ²) 0	
A (cm ²) 1,77861276	4.2.2°/ Appui de intermédiaire
A_{min} (cm ²) 1,412775	
2°/ Armatures transversales	A (cm ²) ≥ -1,267591
	Condition vérifiée
K 1	
$St1$ (cm) ≤ 16,2	
$St2$ (cm) ≤ 142,170088	
$St3$ (cm) ≤ 84,1666667	

- Choix des armatures :

Tableau III.8 Choix des armatures étage courant et terrasse

NIVEAU	En travée	EN APPUIS INTERMEDIAIRE	EN APPUI DE RIVE	TRANSVERSAL	ESPACEMENT
ETAGE COURANT ET TERRASSE	2HA12+1HA12 = 3.39cm ²	2HA12 = 2.26 cm ²	1HA12=1.13cm ²	un étrier $\Phi 6$	St = 15cm

Vérification A L'ELS

1°/ Vérification des contraintes

1.1°/ En travée

Y (m) 0,04581933
I (m⁴) 0,00011239
 σ_{bc} (Mpa) 4,72076012
 σ'_{bc} (Mpa) 15

Condition vérifiée

1.2°/ En appui

Y (m) 0,04133708
I (m⁴) 9,231E-05
 σ_{bc} (Mpa) 3,27347053
 σ'_{bc} (Mpa) 15

Condition vérifiée

2°/ Etat limite d'ouverture des fissures

2.1°/ En travée

η 1,6
 σ_{st} (Mpa) 207,369254
 σ'_{st} (Mpa) 0

Aucune vérification à faire

2.2°/ En appui

H 1,6
 σ_{st} (Mpa) 164,710123
 σ'_{st} (Mpa) 0
Aucune vérification à faire

3°/ Calcul de A à L'ELS

3.1°/ En travée

A (cm²) 0

3.2°/ En appui A(cm²) 0

Etat limite d'ouverture des fissures : (Art B-6-3) [1].

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2].

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{16}{500} = 0.032 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{500}{500} = 1.00cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q)

Calcul de la flèche

<u>1°/ Calcul des moments</u>		<u>7°/ Calcul de I_f</u>	
	$Mq = w.q.L^2 / 8$	<u>Sous j</u>	
M_j (t.m)	0,46769531		
M_g (t.m)	0,8625	I_{fi} (m ⁴)	0,00024252
M_p (t.m)	1,0921875	I_{fv} (m ⁴)	0,00036768
<u>2°/ Calcul de ρ et λ</u>		<u>Sous g</u>	
ρ	0,01569444	I_{fi} (m ⁴)	0,00019994
λ_i	2,61968227	I_{fv} (m ⁴)	0,00032562
λ_v	1,04787291		
<u>3°/ Calcul de Y et I</u>		<u>Sous p</u>	
-		I_{fi} (m ⁴)	0,00019
Y (m)	0,04581933	I_{fv} (m ⁴)	0,0003149
I (m ⁴)	0,00011239		
<u>4°/ Calcul des contraintes (σ)</u>		<u>8°/ Calcul de E</u>	
σ_{stj} (Mpa)	83,7527013	E_v (Mpa)	10818,8656
σ_{stg} (Mpa)	154,452488	E_i (Mpa)	32456,5969
σ_{stp} (Mpa)	195,583858		
-		<u>9°/ Calcul de f</u>	
<u>5°/ Calcul de μ</u>		f_{gv} (mm)	6,12078265
μ_j	0,50053062	f_{ji} (mm)	1,4854119
μ_g	0,68845857	f_{pi} (mm)	4,42767586
μ_p	0,74440686	f_{gi} (mm)	3,32281966
<u>6°/ Calcul de I_0</u>		f (mm)	5,74022694
		f' (mm)	10
I_0 (m ⁴)	0,00050957	Condition vérifiée	

Donc la flèche est vérifiée pour tous les calculs. $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

- Le schéma de ferrailage des poutrelles :

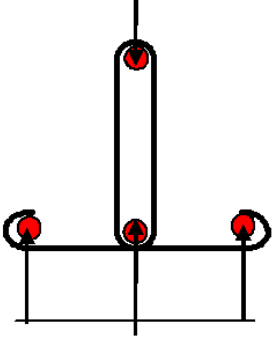
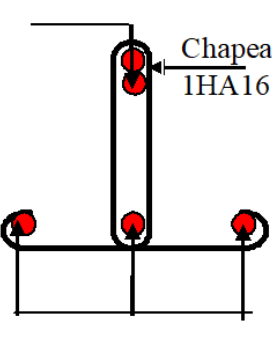
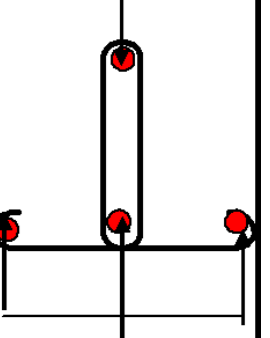
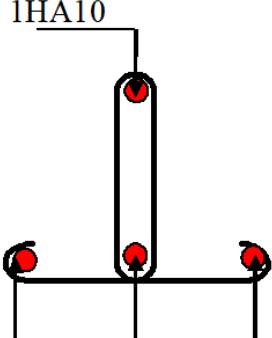
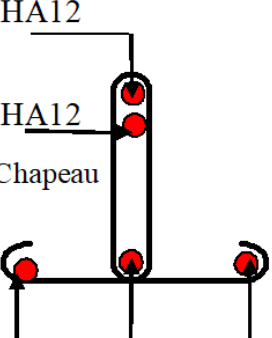
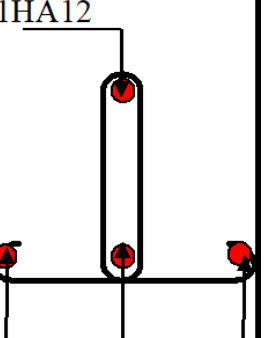
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage à usage Commercial	 1HA12 2HA14+1HA12	 1HA12 Chapeau 1HA16 2HA14+1HA12	 1HA12 2HA14+1HA12
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible Etage courant	 1HA10 3HA12	 1HA12 1HA12 Chapeau 3HA12	 1HA12 3HA12

Figure III.2. Le schéma de ferrailage des poutrelles

D) Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235MPa.

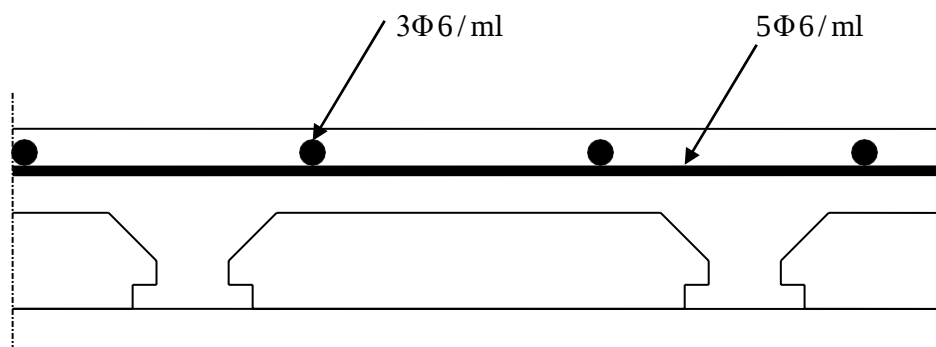


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.555 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$
 $St = 28 \text{ cm}$

Calcul de l'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le planche, soumis à son poids propre (G), à une force latérale (Fp) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

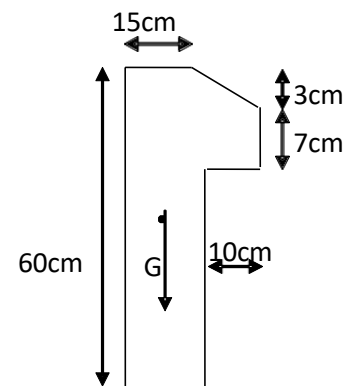


Figure III.4: Vue en plan d'un acrotère

Evaluation des charges :

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$.

– Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.

– Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \text{ KN}.$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (\text{Art 6.2.3}) [2]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, $A = 0.2$).

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

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.88 = 1.84 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32 \text{ m}$$

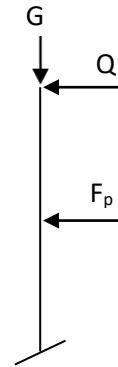


Figure III.5: Schéma statique de l'acrotère

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{aligned} N_G &= 2.88 \text{ KN} & M_G &= 0 \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ N_{F_p} &= 0 & M_{F_p} &= 2.88 \times Y_g = 2.88 \times 0.32 = 0.92 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

Combinaisons d'actions :

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.52	0.90	0.60

Tableau III.9. : Combinaison d'action.

D) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central
 $e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage
 se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{(Art A.4.3.5) [4]}$$

Avec :

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.2m$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

Ferraillage de la section
:

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

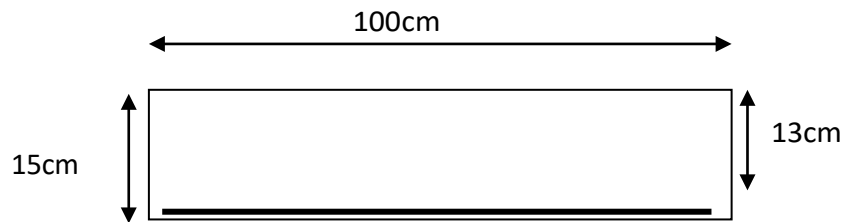


Figure III.6 : Section à ferrailler (Acrotère)

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

M_{ua} : Moment de flexion évalué au Niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$. se qui fait :

$$4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m St} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{St} = 20 \text{ cm}.$$

Vérification des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.38 + 1 = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$ C'est vérifié.

• Vérification de l'adhérence

$$\tau_{es} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots\dots (\text{Article.A.6.1 .3})$$

tel que $\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 7.54 \text{ cm}.$$

$$\tau_{es} = 2.38 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.0754) \Rightarrow \tau_{es} = 0.21 \text{ Mpa}.$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Article.A.6.1 ,21})$$

Tel que : ψ_s est le coefficient de scellement

$\tau_{es} < 2.83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

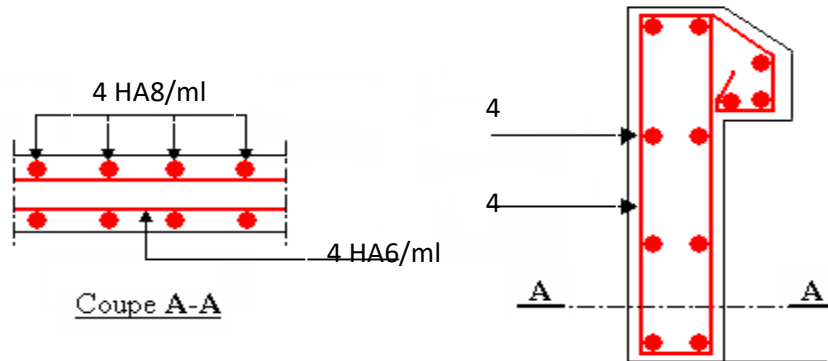


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Calcul des poutres de chaînages :

Définition :

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les relient solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4.5m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad 30cm \leq h \leq 45cm$$

Selon (Art 9.3.3) [2] :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

$$\text{Soit : } h = 35cm \quad b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.8 \times (3.4 - 0.3) = 8.68 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 8.68) = 15.26 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 8.68 + 2.625 = 11.31 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 38.62 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75 M_u = 29 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = 19.31 \text{ KN.m}$$

III .4. 4. Le ferrailage :**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$$

Tableau III.10 : Armatures longitudinales.

	$M \text{ (KN.m)}$	$d_x \text{ (m)}$	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	29	0.31	0.071	0.09	2.32	3HA12=3.39
En appui	19.31	0.31	0.052	0.06	1.53	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle} \quad \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 27.9 \text{ cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 43.7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

III.4.5. Vérifications :

a) À l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.123\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 34.335\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.369\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b) À l'ELS :

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_{tS} = 21.47\text{KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow Y = 8.6\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 31869.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{450} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,077 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 31} = 0.036 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du tableau suivant, établie à l'aide du logiciel SOCOTEC, montrent que les poutres de chaînage ne risquent pas de fléchir.

Tableau III.11 : Evaluation de la flèche

Mj (KN)	Mg (KN.m)	Mp (KN.m)	A (cm ²)	fgv (mm)	fgq (mm)	Δft (mm)	flim (mm)
15.55	15.55	15.55	3.39	4.4	4.4	2.11	8

Les chaînages verticaux : 9.3.4 [2]

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale 15×15 cm. les sections et dispositions minimal d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux

III.4.6. Schéma de ferrailage :

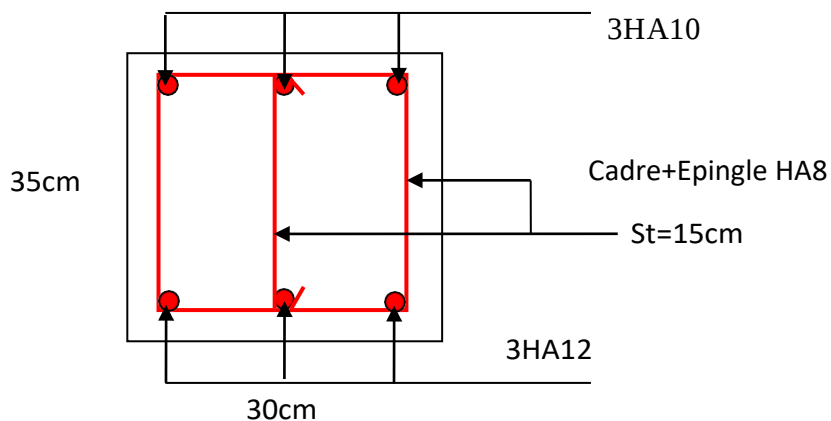


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Les Escaliers :

Etude de l'escalier à 2 volée parallèle :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.

✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

a) Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$

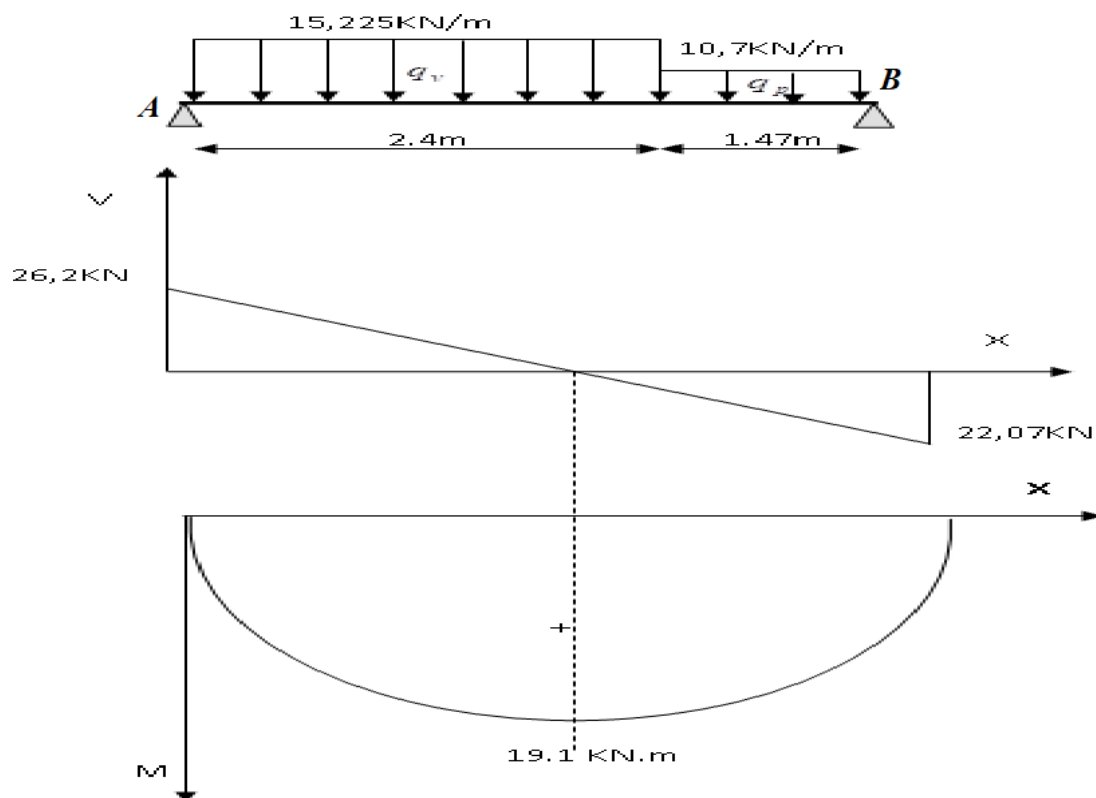


Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant et moment

b) Moments et efforts tranchants :**➤ L'ELU :**

$$q_v = 1.35 \times 8.5 + 1.5 \times 2.5 = 15.225 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.7 \text{ KN / ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 26.2 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.07 \text{ KN}$$

$$M_0 = 25.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 19.16 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -12.77 \text{ KN.m}$$

$$V = 26.2 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$q_v = 8.5 + 2.5 = 11 \text{ KN / m}$$

$$q_p = 5.15 + 2.50 = 7.65 \text{ KN / m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 18.8 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.7 \text{ KN}$$

► Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 19.16 \text{ KN.m}$: Moment en travée

$h = 15 \text{ cm}$

$M_a = 12.77 \text{ KN.m}$: Moment en appuis

Caractéristique de la section :

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 15 \text{ cm}$

$d = 12 \text{ cm}$

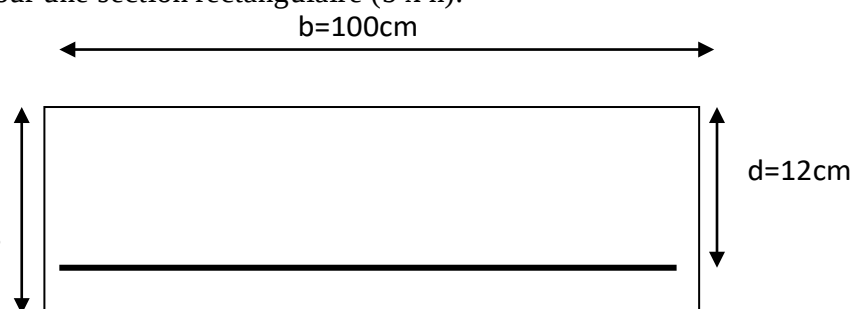


Figure III.10. : Section à ferrailer de 2 volée parallèle

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$	$St(cm)$
En travée	19.16	0.094	0.12	0.114	4.82	5T12 = 5.65	20
En appuis	12.13	0.059	0.076	0.116	2.99	4T10 = 3.14	25

Tableaux III-12 : Résumé des résultats de ferrailage de 2 volée parallèle

• **Les Vérifications :**

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_e = 0.23.1.0.12.2.1 / 400 = 1.45 cm^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{26.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22MPa$$

$\tau_u = 0.22 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(26.2 \times 10^{-3} - \frac{12.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.00025m^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$50y^2 + 47.1y - 659.4 = 0$$

- $y = 3.19cm$

$$I = 4713.1cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.77 \times 10^{-3}}{4713.1 \times 10^{-8}} \times 0.0319 = 8.53MPa$$

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : longueur de la travée

Mt : moment en travée

M0 : moment statique de cette poutre

A : section des armatures choisies

$$\frac{h}{l} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.078 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

Evaluation de la flèche :

Flèche totale : son calcul est explicite dans l'article (B.6.5.2) [1].

Flèche limite : elle est calculée d'après l'article (B.6.5 .3) [1].

✓ Tel que la flèche évaluée vérifie le critère suivant : $f \leq l/500$

✓ Pour une section d'armature tendue $A=5.65 \text{ cm}^2$

Calcul de la flèche			
1°/ Calcul des moments		7°/ Calcul de I_f	
$M_j \text{ (t.m)}$	0,937319163	Sous j	
$M_g \text{ (t.m)}$	1,203145893		
$M_p \text{ (t.m)}$	1,599975781	$I_{fi} \text{ (m}^4\text{)}$	0,0009523
		$I_{fv} \text{ (m}^4\text{)}$	0,00141181
2°/ Calcul de ρ et λ		Sous g	
P	0,004708333		
Δ_i	4,460176991	$I_{fi} \text{ (m}^4\text{)}$	0,00078587
Δ_v	1,784070796	$I_{fv} \text{ (m}^4\text{)}$	0,00125429
3°/ Calcul de Y et I		Sous p	
$-$			
$Y \text{ (m)}$	0,037414276	$I_{fi} \text{ (m}^4\text{)}$	0,00066319
$I \text{ (m}^4\text{)}$	7,52608E-05	$I_{fv} \text{ (m}^4\text{)}$	0,00112181
4°/ Calcul des contraintes (σ)		8°/ Calcul de E	
$\sigma_{stj} \text{ (Mpa)}$	154,2819641	$E_v \text{ (Mpa)}$	10818,8656
$\sigma_{stg} \text{ (Mpa)}$	198,0368253	$E_i \text{ (Mpa)}$	32456,5969
$\sigma_{stp} \text{ (Mpa)}$	263,3546987		
5°/ Calcul de μ		9°/ Calcul de f	
M_j	0,265828682	$f_{gv} \text{ (mm)}$	1,32788288
M_g	0,369606657	$f_{ji} \text{ (mm)}$	0,45418699
M_p	0,479450463	$f_{pi} \text{ (mm)}$	1,11325428
		$f_{gi} \text{ (mm)}$	0,7064608
6°/ Calcul de I_0		$f \text{ (mm)}$	1,28048937
$I_0 \text{ (m}^4\text{)}$	0,001892162	$f' \text{ (mm)}$	7,74
Condition vérifiée			

Donc $\Delta f_t \leq f_{adm}$ Condition vérifiée.

► Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m avec St = 25cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m avec St = 25cm

- **Espacement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Or on a $S_t = (20 ; 25) \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

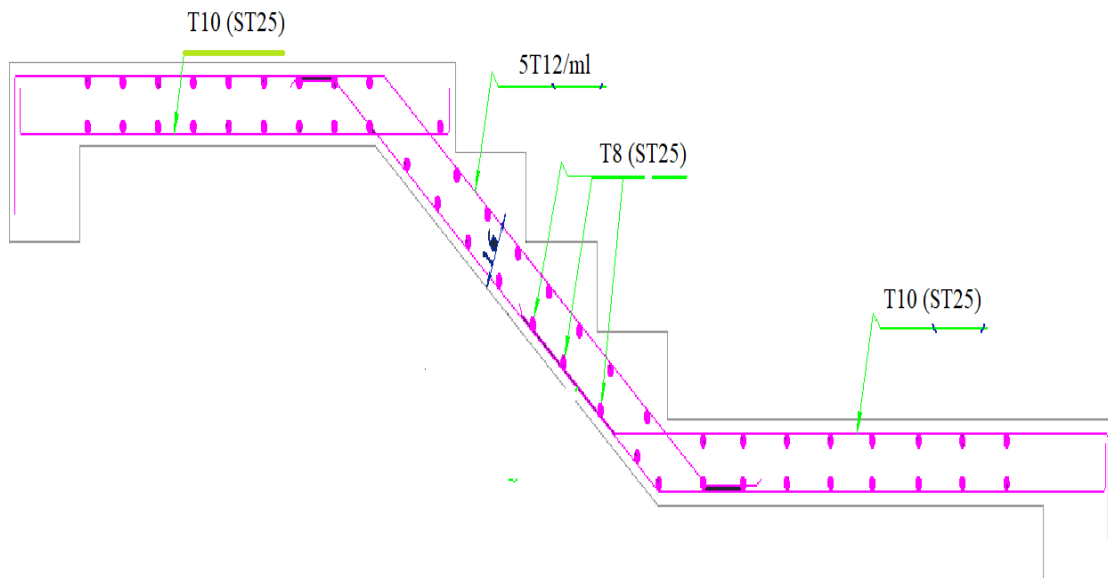


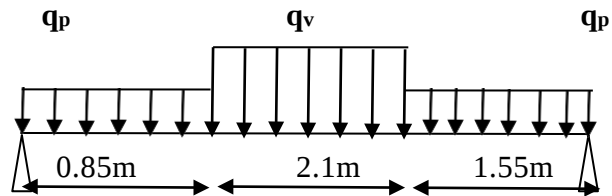
Figure III.11. : Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées parallèles

Etude de l'escalier à 3 volées :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 17cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 17cm.
- ✓ Giron de 30cm.

✓ Contre marche de 17cm.



-Volée 1 et 3 :

a) Charges et surcharges :

Figure III.12. : Schéma de statique de l'escalier à trois volées

Palier : $G_{palier} = 5.15KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 8.5KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

b) Moments et efforts tranchants :

➤ **L'ELU :**

$$q_v = 1.35 \times 8.5 + 1.5 \times 2.5 = 15.225KN / ml$$

$$q_p = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.7KN / ml$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 29,6KN$$

$$R_B = 28,09KN$$

$$M_0 = 35,02KN.m$$

$$M_t^{\max} = 0.75M_0 = 26.26KN.m$$

$$M_a = -0.5M_0 = -17.51KN.m$$

$$V = 29.56KN$$

➤ **L'ELS :**

$$q_v = 8.5 + 2.5 = 11KN / m$$

$$q_p = 5.15 + 2.50 = 7.65KN / m$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 21.27 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.18 \text{ KN}$$

$$M_0 = 25.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 21.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 10.09 \text{ KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 16.26 \text{ KN.m}$: Moment en travée

$M_a = 17.57 \text{ KN.m}$: Moment en appuis

Caractéristique de la section :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 14 \text{ cm}$$

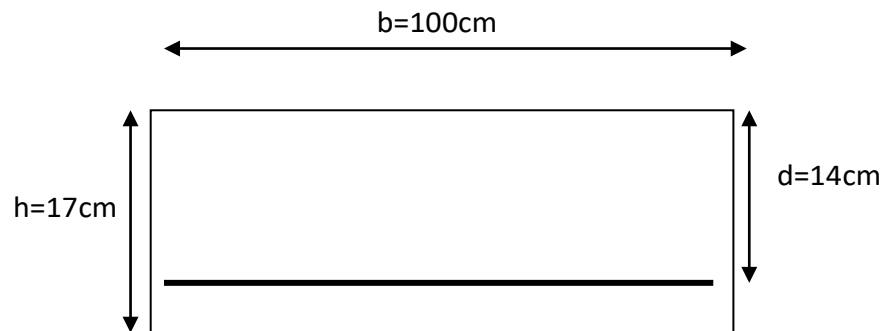


Figure III.13. : Section à ferrailer 3 volées

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III-13 : Résumé des résultats de ferrailage 3 volées

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
En travée	26.26	0.095	0.13	0.12	5.64	5T12 = 5.65	20
En appuis	17.57	0.06	0.08	0.13	3.71	5T10 = 3.93	20

• **Les Vérifications :**

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_e = 0.23.1.0.14.2.1 / 400 = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{26.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.21\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(29.56 \times 10^{-3} - \frac{26.26 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.085\text{m}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

- $y = 3.19\text{cm}$
 $I = 6586.1\text{cm}^4$
 $\sigma_{bc} = 10.39\text{MPa}$

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : longueur de la travée

Mt : moment en travée

M0 : moment statique de cette poutre

A : section des armatures choisies

$$\frac{h}{l} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.04 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.08 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire :

Calcul de la flèche			
1°/ Calcul des moments		7°/ Calcul de I _r	
M _j (t.m)	0,954404644	Sous j	
M _g (t.m)	1,608322396		
M _p (t.m)	2,145768656	I _{fi} (m ⁴)	0,00156317
		I _{fv} (m ⁴)	0,00208337
2°/ Calcul de p et λ		Sous g	
P	0,004035714		
λ _i	5,203539823	I _{fi} (m ⁴)	0,00093278
λ _v	2,081415929	I _{fv} (m ⁴)	0,00153157
3°/ Calcul de Y et I		Sous p	
-			
Y(m)	0,040970178	I _{fi} (m ⁴)	0,00077537
I (m ⁴)	0,000106037	I _{fv} (m ⁴)	0,00135139
4°/ Calcul des contraintes (σ)		8°/ Calcul de E	
σ _{stj} (Mpa)	133,700173	E _v (Mpa)	10818,8656
σ _{stg} (Mpa)	225,3058847	E _i (Mpa)	32456,5969
σ _{stp} (Mpa)	300,5953945		
5°/ Calcul de μ		9°/ Calcul de f	

M_j	0,136980112	$f_{gv} \text{ (mm)}$	1,96553461
M_g	0,359430312	$f_{ji} \text{ (mm)}$	0,380933
M_p	0,471410767	$f_{pi} \text{ (mm)}$	1,72660967
6°/ Calcul de I_0		$f_{gi} \text{ (mm)}$	1,07576152
		$f \text{ (mm)}$	2,23544976
$I_0 \text{ (m}^4\text{)}$	0,00243397	$f' \text{ (mm)}$	9
Condition vérifiée			

- la volée 2:

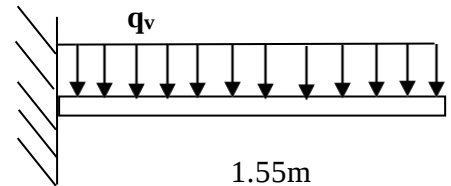


Figure III.14 schéma statique de la volée 2

Tableaux III-14 : Résumé des résultats de ferrailage 3 volées 2eme partie

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adopté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$St \text{ (cm)}$
Moment	18.28	0.065	0.088	0.13	3.88	4T12 =4.52	25

► Les Vérifications :

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_e = 0.23.1.0.14.2.1 / 400 = 1.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.13 \times f_{c28} = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < 3.325 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

$$Y=4.2\text{cm} , I = 1.1113.\times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 5\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5 \cdot 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16}$ Vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Vérifiée.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

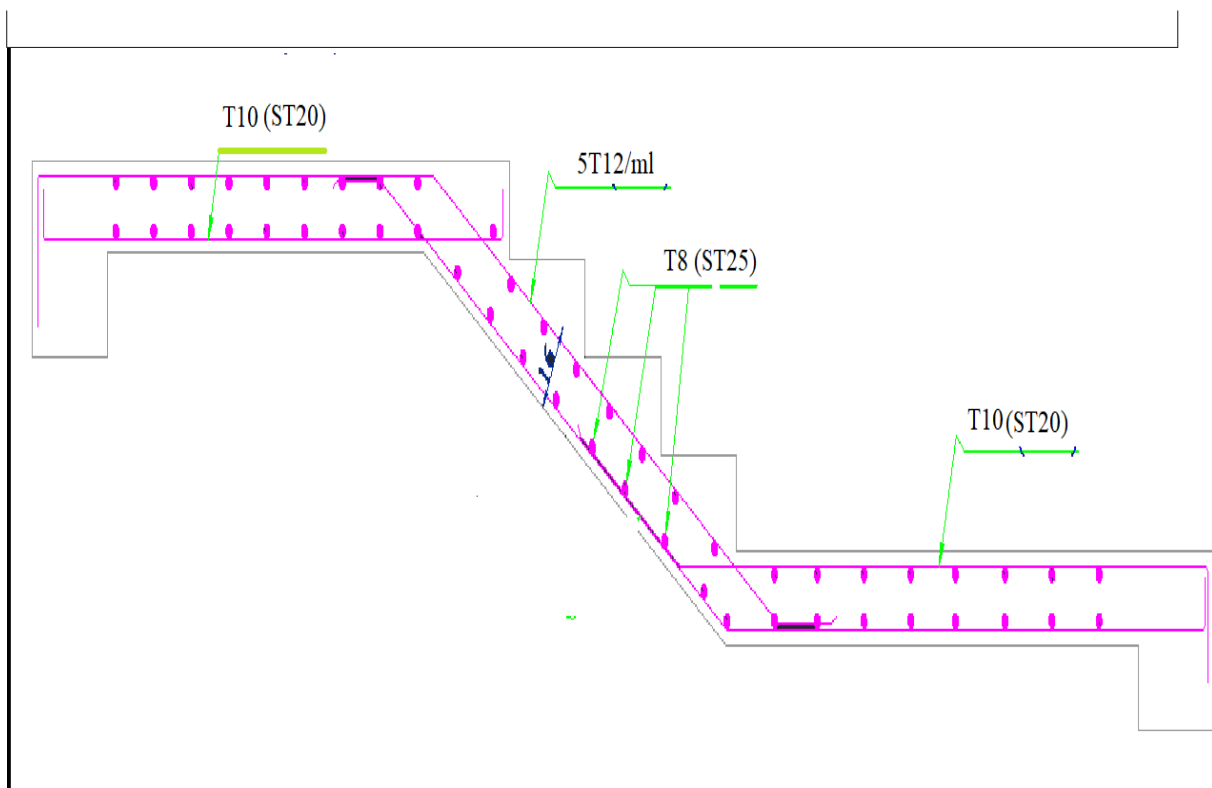


Figure III.15. : Schéma de ferrailage a trois volées

Etude de la poutre palière :**a) Dimensionnement**

Condition de RPA :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

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

$$27.33\text{cm} \cdot h \cdot 41\text{cm}$$

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

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

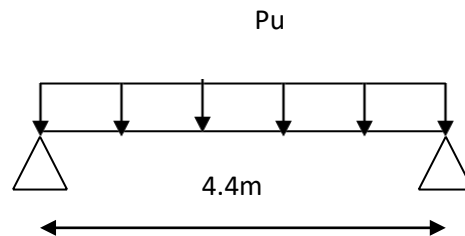


Figure III.16. : Schéma statique de la poutre palière

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3\text{KN} / m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{ELU : } R_B = 22.07\text{KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 15.7\text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 26.12 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 63.21 \text{ KN} / m$$

$$M^t = 0.85M_0 = 53.72 \text{ KN} / m$$

$$M^a = -0.4M_0 = -25.28 \text{ KN} / m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 57.464 \text{ KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableaux III-15 : Calcul d'armature a la flexion simple

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	53.73	0.092	0.12	0.36	4.38
En appuis	25.28	0.043	0.055	0.37	2.00

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 6 \text{ cm}^2$

d) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$$M_t = \frac{Ma.l}{2}$$

$$M^{tortion} = M_b^a = 28,1 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 6,6\text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.11 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.33\text{m}^2$$

$$A_{tr} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5,77\text{cm}^2$$

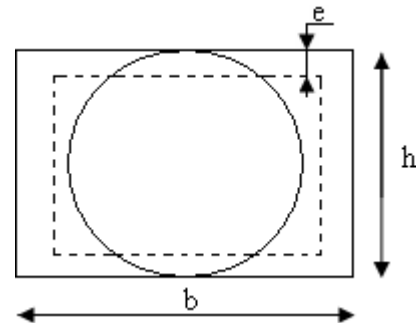


Figure III.17. : Section creuse équivalente

e) Choix des armatures

•En travée

$$A^t = A_t + A_{tr}/2 = 7,27\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9,24\text{cm}^2$$

•En appui

$$A^a = 6\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 57,464\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{57,464 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.69\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25.55 \times 10^{-3}}{0.09 \times 2 \times 0.05} = 2.92 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

► **Ferraillage :**

Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.69 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.084 \text{ cm}^2$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.1 \times 10^{-3} \times 120 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 900 \times 10^{-8} \times 400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.24 = 1.58 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec
$$\begin{aligned} 0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 &= 0 \\ I &= \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \end{aligned}$$

Sur travée ($M_t = 38.46 \text{ KN.m}$) ; $y = 12.2 \text{ cm}$; $I = 73512 \text{ cm}^4$

Application numérique $\sigma_{bc} = 6.38 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.38 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

En appuis ($M^a = 18.1 \text{ KN.m}$) ; $Y = 10,32 \text{ cm}$; $I = 0,000537 \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.48 < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

► **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

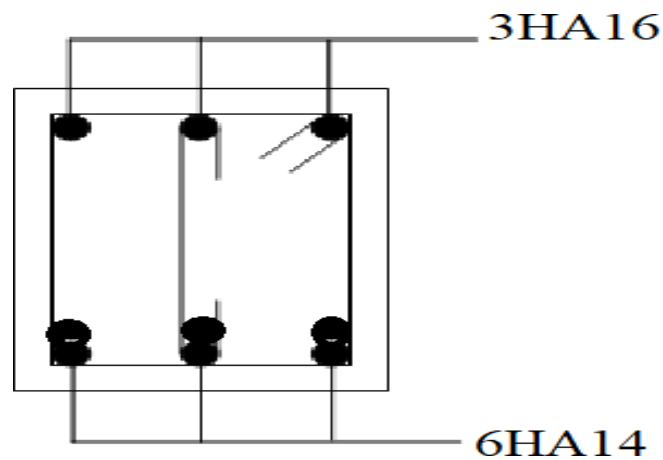


Figure III.18 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

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

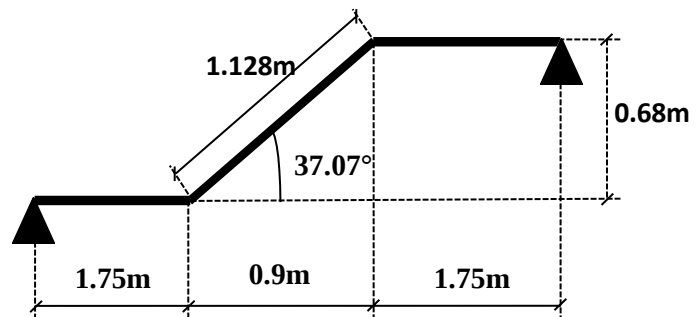


Figure.III.19 Schéma statique de la poutre brisée sur l'escalier.

$$= 1.75 + (0.9 / \cos 37.07^\circ) + 1.75 = 4.62 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{462}{15} \leq h \leq \frac{462}{10} \Rightarrow 30.8 \text{ cm} \leq h \leq 46.2 \text{ cm}$$

Donc soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

Calcul à la flexion simple :

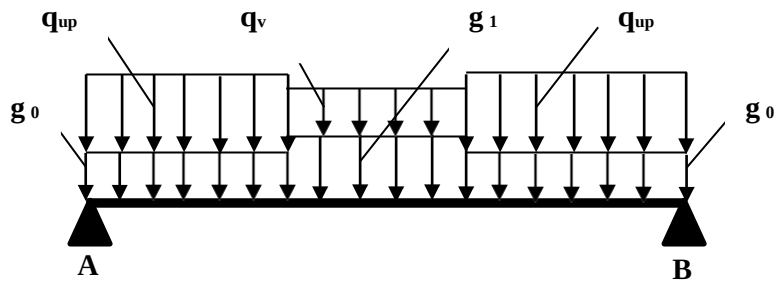


Figure.III.20 Schéma statique de la poutre brisée

Charges revenant à la poutre brisée :

Poids de la poutre : $G = 0,30 \cdot 0,4 \cdot 25 = 3 \text{ Kn/m}$

Au niveau de la volée $G1 = 3 / \cos \alpha = 3.7599 \text{ Kn/m}$

Poids du palier : $Gp1 = 1,75 \cdot 5.15 = 9.0125 \text{ Kn/m}$

$Gp2 = 1,75 \cdot 5.15 = 9.0125 \text{ Kn/m}$

Poids de mur : $Gm = 1.75 \cdot 2,8 = 4.9 \text{ Kn/m}$

Poids de la volée : $Gv = 0.9 \cdot 8,5 = 7.65 \text{ Kn/m}$

À l'ELU :

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

$Qup1 = 1,35 \cdot (9.0125 + 3 + 4.9) + 1,5 \cdot 2,5 = 26.58 \text{ Kn/m}$

$Qup2 = 26.58 \text{ Kn/m}$

$Quv = 1,35 \cdot (7.65 + 4.9) + 1,5 \cdot 2,5 = 20.7 \text{ Kn/m}$

À l'ELS :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_{sp1} = (9.0125 + 3 + 4.9) + 2.5 = 19.4125 \text{ Kn/m}$$

$$Q_{sp2} = 19.4125 \text{ Kn/m}$$

$$Q_{sv} = (7.65 + 4.9) + 2.5 = 15.05 \text{ Kn/m}$$

Calcul de 'P' équivalent :

$$P_{u, eq} = 25.37 \text{ Kn/m}$$

$$P_{s, eq} = 18.51 \text{ Kn/m}$$

• **Calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

En travée :

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 22.64 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_u l^2}{12} = 45.28 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

En travée :

$$M_t = \frac{P_s l^2}{24} = 16.5 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_s l^2}{12} = 33.03 \text{ KN.m}$$

- Le ferrailage :

Tableaux III-16 : Calcul d'armature poutre brisée

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	22,64	0.012	0.04	0.36	1,6
En appuis	45,28	0.025	0.09	0.35	3,3

En travée :

$$A_t = 1,6cm^2.$$

En appuis :

$$A_a = 3,3cm^2$$

- Vérification à l'ELU : (BAEL91)
- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b d \cdot f_{t28} / f_e.$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot 0.00525 = 1,34 cm^2$$

$$1.34 < 1.389 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$1.34 < 2.8 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u = 55.81KN$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{55.81 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0,502MPa < \tau_u^-.$$

$$\tau_u^- = \min (0,13 f_{c28}, 5MPa) = 3,25Mpa$$

$\tau_u < \tau_u^-$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $St=20 cm$

$$St=20 cm < \min (0.9 d; 40 cm) = 33.33 cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t \geq \frac{f_{te}}{b \times S}$$

$$\begin{array}{r} 0.3 \times \\ = \\ 0.3 \times \\ 0.20 = \\ 0.90 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \underline{\hspace{2cm}}$$

4
0
0

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e}$$

Donc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

1. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :

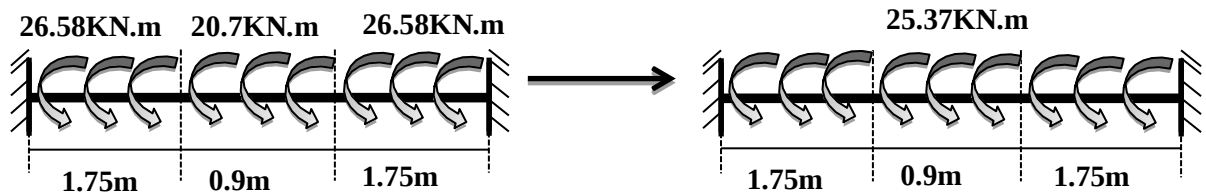


Figure.III.21 schéma statique des moments de torsion

- Le moment maximum aux appuis :

$$M^{\max} = 25.37 \text{ KN.m}$$

- Le moment de torsion.

$$M_t = \frac{M_{\max} \cdot l}{2} = \frac{25.37 \times 4.4}{2} = 55.814 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1 \times 30}{6} = 5 \text{ KN.m}$$

$$\square = (b - e) \times (h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{0.055814}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 6.38 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielle :

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.502^2 + 0.638^2} = 0.811 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

La poutre est soumise à trois moment de torsion uniformément réparties due aux

Différentes parties d'escaliers :

$M_1=M_3=13.92 \text{ Kn.m}$ par mètre (due aux différentes charges de la volée 1et3)

$M_{p1}=M_{p2}=18.28 \text{ Kn.m}$ par mètre (due aux différentes charges du palier 1et2)

$M_2=20.89 \text{ Kn.m}$ par mètre (due aux différentes charges de la volée 2)

$$M_t^{\max} = 2 \times M_1 \times 1.75 + 0.9 \times M_2 - 2 \times 2.4 \times M_{p2} = 20.223 \text{ Kn.m}$$

- **Le ferrailage :**

Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = 8,67 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armatures en travée :

$$A_{\min} = 0.4 \times U \times b_0 / f_e = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_l \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ferraillage final de la poutre brisée :**

En travée :

$$A_t = 1.6 + 8.7 / 2 = 5.95 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = 3.3 + 8.7 / 2 = 7.65 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

- **Le schéma de ferraillage :**

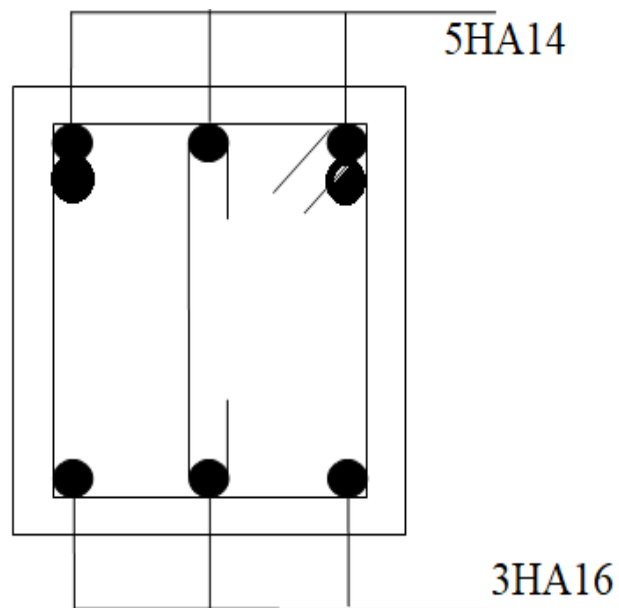


Figure.III.22 Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

Chapitre IV

Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, on doit réaliser des constructions dites parasismiques afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base sur une étude dynamique des constructions agitées. Cette étude sismique nous permettra de réaliser des bâtiments pouvant résister à de tels phénomènes. Tout en satisfaisant les trois aspects essentiels qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

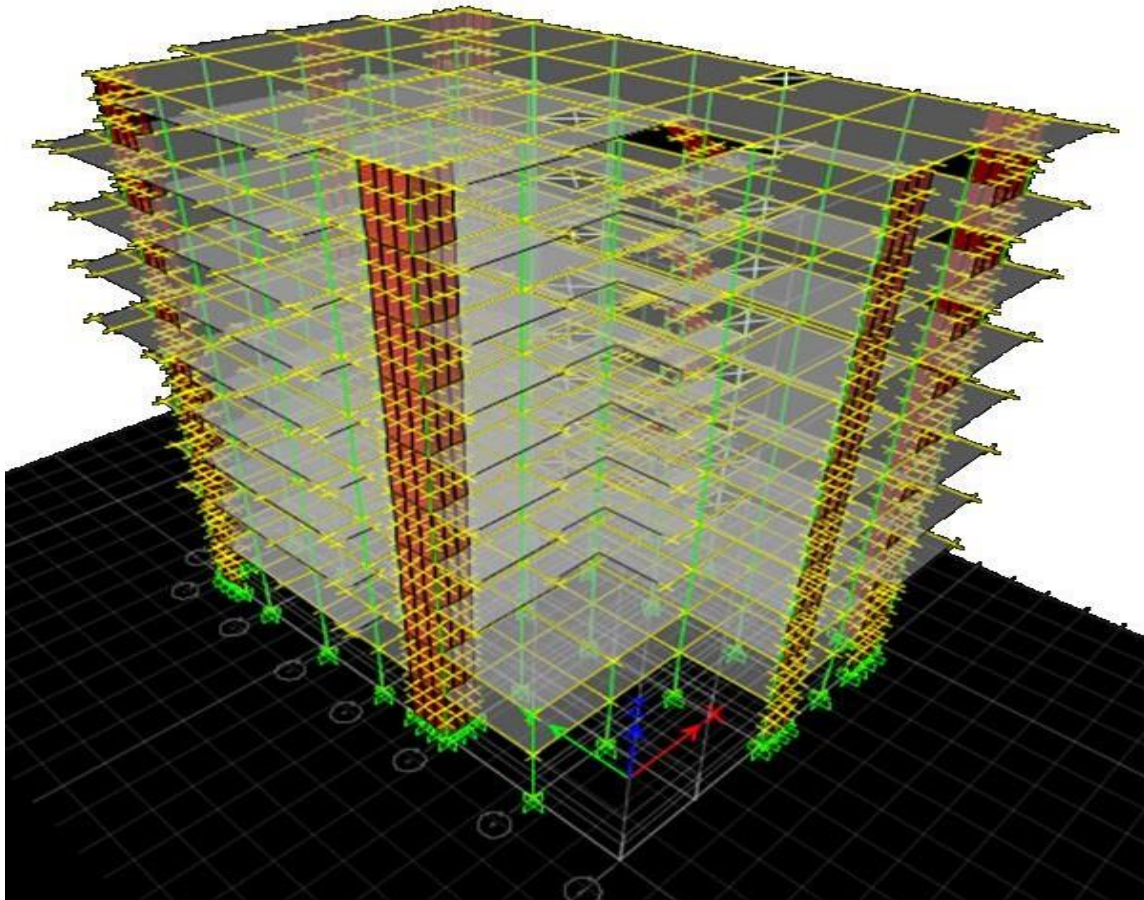


Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure

Choix de méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment se fait à l'aide de deux principales méthodes

- La méthode statique équivalente
- La méthode dynamique : -Méthode d'analyse modale spectrale.
-Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre projet on utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

Présentation de la méthode d'analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.2.1.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

L'effort tranchant statique à la base du bâtiment :
$$V_{st} = \frac{A D Q W}{R}$$

Coefficient d'accélération A :

Zone(IIa) D'après la classification sismique de wilaya de Bejaia (RPA 99)

Groupe d'usage 2.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un portique mixte par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

Facteur de qualité Q :

Q : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-redondance en plan.

3-régularité en élévation.

4-régularité en plan

5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

Sens longitudinal : $Q = 1 + \sum P_q = 1,10$.

Sens transversal = $1 + \sum P_q = 1,10$.

L'effort tranchant statique à la base du bâtiment :
$$V_{st} = \frac{A D Q W}{R}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1- $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ **RPA 99. V2003 (Art .4.2.4).**

2- $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$ **RPA 99. V2003 (Formule 4-7)**

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 30.94$ m : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$ **RPA99.V2003 (tableau 4.6)**

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.6559$ s.

Sens(x) : $D = 18.30$ m $\Rightarrow T_2 = 0.535$ s

Sens(y) : $D = 27.07$ m $\Rightarrow T_2 = 0.65$ s

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(0.535; 0.65) = 0.702 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(0.535; 0.65) = 0.851 \text{ s} \end{cases}$$

• **Valeur de T_1 et T_2 :**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99.V2003** tableau 4-7)

Sol meuble $\Rightarrow$ Site (S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$

$T_2 \cdot T_x \cdot 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T}{T_x} \right)^{2/3}$ **RPA 99.V2003(Art 4.3.3)**

$T_2 \cdot T_y \cdot 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T}{T_y} \right)^{2/3}$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$ $\rightarrow$ facteur de correction d'amortissement.

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considérer

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Donc $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 7\% \\ \eta = 0.882 \end{cases}$ **RPA 99. V2003(Art 4.2.3)**

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4.5) du **RPA 99. V2003**

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

On a :

$$\Rightarrow W = 41646,4327 \text{KN}$$

Disposition des voiles de contreventements :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**.

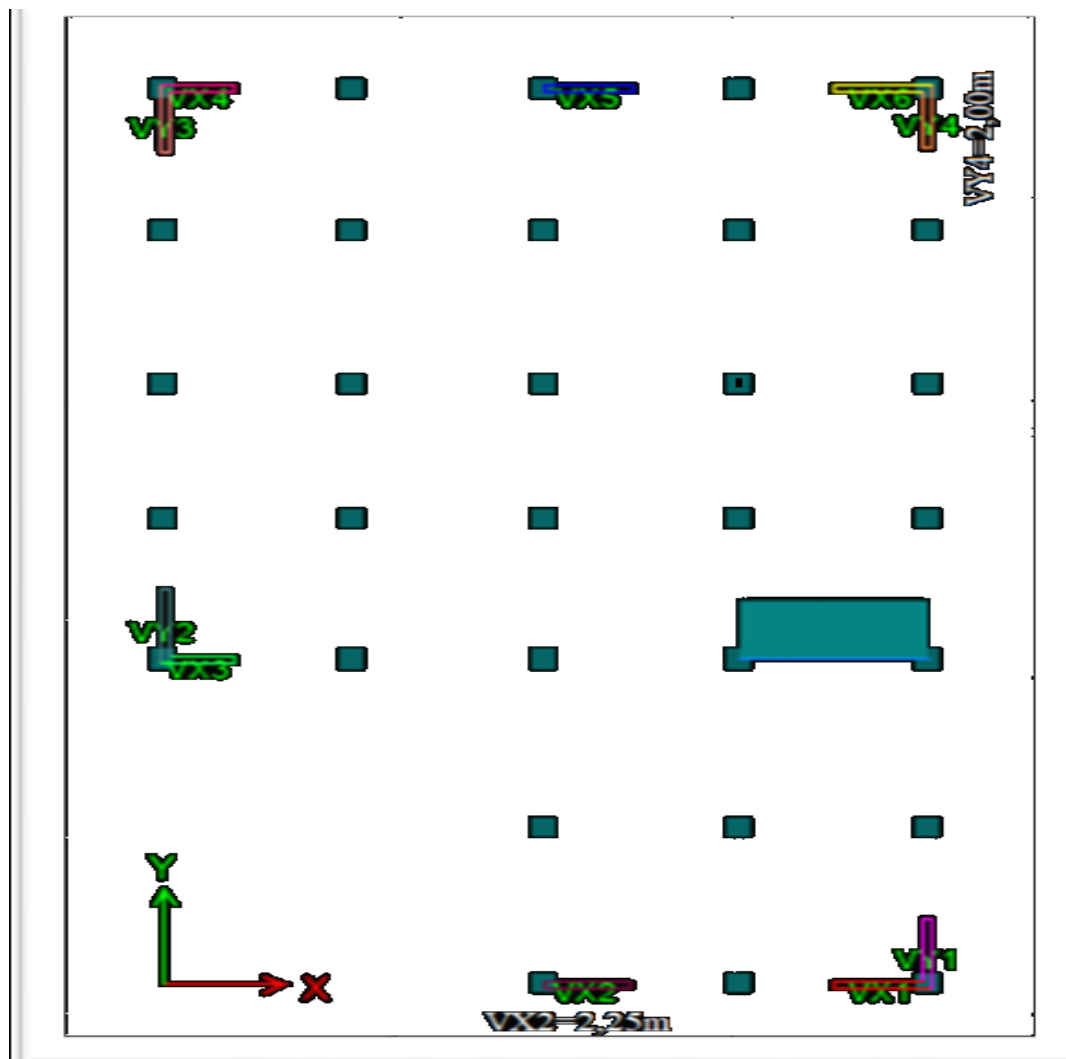


Figure IV.2 : disposition des voiles de contreventements

ANALYSE DE LA STRUCTURE :

- **Justification de la participation massique :**

Tableau IV.4.2 Vérification de la participation massique et la période

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,951	0,0921	0,5297	0,0921	0,5297
Modal	2	0,829	0,544	0,1597	0,6361	0,6894
Modal	3	0,677	0,0985	0,0536	0,7346	0,743
Modal	4	0,299	0,0044	0,1221	0,739	0,8652
Modal	5	0,268	0,1276	0,0054	0,8666	0,8706
Modal	6	0,203	0,004	0,0017	0,8706	0,8723
Modal	7	0,149	0,0005	0,0525	0,8711	0,9249
Modal	8	0,131	0,053	0,0004	0,9242	0,9253
Modal	9	0,093	0,0008	0	0,925	0,9253
Modal	10	0,089	0,0001	0,0293	0,9251	0,9546
Modal	11	0,077	0,0296	0,0001	0,9547	0,9546
Modal	12	0,061	2,339E-05	0,0187	0,9547	0,9733

Tableau IV.3 : Coefficient de participation massique

Coefficient de participation massique			
Sens	Pourcentage	Mode	Condition
YY	92.49%	07	Vérifiée
XX	92.42%	08	Vérifiée

Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

• Vérifications des interactions verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Tableau IV.4 Vérifications des interactions verticales

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
E-SOL2	-35872,8825	-7742,8868	82,2475	17,7525	vérifiée

On constate que l'interaction sous charge verticale est presque vérifiée

b) Sous charges horizontales :

• Vérifications des interactions horizontales.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Vérification des interactions horizontales :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
Etage 7	285,535	223,3284	508,8634	56,11	43,89	vérifiée
Etage 6	422,4334	260,8981	683,3315	61,82	38,18	vérifiée
Etage 5	639,9602	298,0818	938,042	68,22	31,78	vérifiée
Etage 4	684,3349	462,5848	1146,9197	59,67	40,33	vérifiée

Etage 3	919,7438	408,4144	1328,1582	69,25	30,75	vérifiée
Etage 2	956,5776	530,5667	1487,1443	64,32	35,68	vérifiée
Etage 1	1187,6249	441,6917	1629,3166	72,89	27,11	vérifiée
RDC	1093,6632	699,8428	1793,506	60,98	39,02	vérifiée
E-SOL1	628,1403	1510,5117	2138,652	29,37	70,63	vérifiée
E-SOL2	776,2743	1381,2235	2157,4978	35,98	64,02	vérifiée

	Sens yy					
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
Etage 7	368,0542	187,685	555,7392	66,23	33,77	vérifiée
Etage 6	483,0079	199,6366	682,6445	70,76	29,24	vérifiée
Etage 5	730,4001	214,2676	944,6677	77,32	22,68	vérifiée
Etage 4	775,0825	374,4589	1149,5414	67,43	32,57	vérifiée
Etage 3	1026,7422	312,8293	1339,5715	76,65	23,35	vérifiée
Etage 2	1059,8201	452,1137	1511,9338	70,10	29,90	vérifiée
Etage 1	1282,8139	391,9691	1674,783	76,60	23,40	vérifiée
RDC	1224,5939	581,6239	1806,2178	67,80	32,20	vérifiée
E-SOL1	869,8113	1283,2298	2153,0411	40,40	59,60	vérifiée
E-SOL2	942,1069	1227,9875	2170,0944	43,41	56,59	vérifiée

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

Remarque :

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieurs à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %

Sens xx

Vst =1830,61 KN	0,8 Vst =	1464,488477	Vérifiée
	Vdyn =	2586,8505	

Sens yy

Vst = 2086,236 4KN	0,8 Vy =	1668,98912	Vérifiée
	Vdyn =	2554,972	

IV.6 Vérification du déplacement relatif de niveau

R (Coefficient de comportement) =5

hk (hauteur d'étage)

δ_{ek} :Déplacement dû aux charges sismiques (y compris l'effet de torsion)

Tableau IV.6 Vérification du déplacement relatif de niveau

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
Etage 7	0,023	0,116	0	0,116	3,06	0,037	Vérifiée
Etage 6	0,021	0,105	0,11	-0,01	3,06	-0,003	Vérifiée
Etage 5	0,018	0,094	0,105	-0,011	3,06	-0,0037	Vérifiée
Etage 4	0,016	0,08	0,094	-0,012	3,06	-0,0039	Vérifiée
Etage 3	0,013	0,068	0,081	-0,013	3,06	-0,004	Vérifiée
Etage 2	0,0115	0,055	0,068	-0,0135	3,06	-0,004	Vérifiée
Etage 1	0,008	0,041	0,055	-0,013	3,06	-0,004	Vérifiée
RDC	0,005	0,028	0,041	-0,013	3,06	-0,004	Vérifiée
E-SOL1	0,003	0,015	0,028	-0,012	3,06	-0,004	Vérifiée
E-SOL2	0,001	0	0,015	-0,015	3,4	-0,004	Vérifiée

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
Etage 7	0,029	0,14	0	0,145	3,06	0,047	Vérifiée
Etage 6	0,026	0,133	0,145	-0,012	3,06	-0,003	Vérifiée
Etage 5	0,023	0,118	0,133	-0,014	3,06	-0,004	Vérifiée

Etage 4	0,020	0,103	0,118	-0,015	3,06	-0,0049	Vérifiée
Etage 3	0,017	0,087	0,103	-0,016	3,06	-0,005	Vérifiée
Etage 2	0,013	0,069	0,087	-0,017	3,06	-0,005	Vérifiée
Etage 1	0,010	0,052	0,069	-0,017	3,06	-0,0056	Vérifiée
RDC	0,0070	0,035	0,052	-0,016	3,06	-0,0054	Vérifiée
E-SOL1	0,0039	0,0198	0,035	-0,015	3,06	-0,0050	Vérifiée
E-SOL2	0,0013	0	0,0198	-0,019	3,4	-0,0058	Vérifiée

IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet "P- Δ " :

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δk : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées, au-dessus du niveau "k"

Tableau IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet "P- Δ " :

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
TERRASSE	0,116	4014,5	2589,55	3,06	0,058	Vérifiée
ETAGE 07	-0,01	7921,91	2524,89	3,06	-0,01	Vérifiée
ETAGE 06	-0,011	11903,91	2411,14	3,06	-0,018	Vérifiée
ETAGE 05	-0,012	15892,73	2340,42	3,06	-0,027	Vérifiée
ETAGE 04	-0,013	19974,85	2119,28	3,06	-0,04	Vérifiée
ETAGE 03	-0,013	23993,16	1866,73	3,06	-0,056	Vérifiée
ETAGE 02	-0,013	28116,6	1576,61	3,06	-0,08	Vérifiée
ETAGE 01	-0,013	32357,31	1227,89	3,06	-0,11	Vérifiée
RDC	-0,012	36899,42	791,58	3,06	-0,18	Vérifiée
E-SOL 1	-0,015	41646,43	791,58	3,4	-0,24	Vérifiée
Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
TERRASSE	0,145	4014,5	2906,9	3,06	0,065	Vérifiée
ETAGE 07	-0,012	7921,9	2873,8	3,06	-0,01	Vérifiée
ETAGE 06	-0,014	11903,9	2722,5	3,06	-0,02	Vérifiée
ETAGE 05	-0,015	15892,7	2523,1	3,06	-0,03	Vérifiée
ETAGE 04	-0,016	19974,8	2286,07	3,06	-0,04	Vérifiée
ETAGE 03	-0,017	23993,1	2014,1	3,06	-0,06	Vérifiée
ETAGE 02	-0,017	28116,6	1703,1	3,06	-0,09	Vérifiée

ETAGE 01	-0,016	32357,3	1330,7	3,06	-0,13	Vérifiée
RDC	-0,015	36899,4	872,001	3,06	-0,21	Vérifiée
E-SOL 1	-0,019	41646,43	872,001	3,4	-0,27	Vérifiée

Vérifications du renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

M_s : Moment stabilisateur dû aux charges verticales, $M_s = W.L/2$

M_r : Moment de renversement dû aux charges horizontales, $M_r = SF_i \times h_i$

W : Poids total du bâtiment.

F : Force sismique de niveau.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérifications du renversement :

sens xx						
W (kn)	Lx(m)	L x / 2	Ms (kn,m)	Mr (kn,m)	Ms / Mr	vérification
41646,432	18,35	9,175	382106,02	43040,6	8,87	vérifiée
sens yy						
W (kn)	Ly(m)	L y / 2	Ms (kn,m)	Mr (kn,m)	Ms / Mr	vérification
41646,432	27,07	13,535	557437,5	43538,5	12,80	vérifiée

Vérification à l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

$f_{c28} = 25$ MPa

B : Section transversale du poteau

N_u : Effort normal de compression a l'état accidentelle

Tableau IV.9 Vérification à l'effort normal réduit :

Niveau	N_u (Kn)	Section (cm ²)		v	Observation
E-SOL2	-2419,101	60	60	0,269	Vérifiée
E-SOL1	-2174,264	60	60	0,242	Vérifiée
RDC	-1796,561	55	55	0,238	Vérifiée
Etage 1	-1469,450	50	50	0,235	Vérifiée
Etage 2	-1239,235	45	45	0,245	Vérifiée
Etage 3	-1011,667	45	45	0,200	Vérifiée
Etage 4	-802,411	40	40	0,201	Vérifiée
Etage 5	-596,109	40	40	0,149	Vérifiée
Etage 6	-396,609	35	35	0,130	Vérifiée
Etage 7	-199,277	35	35	0,065	Vérifiée

IV.10. Conclusion :

Après avoir modélisé la structure on a pu opter à une section des voiles de 20cm d'épaisseur, ainsi que, les dimensions des poteaux et des poutres principales sont acceptables et vérifient les conditions de **RPA99.V2003**, (pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique).

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces : Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même que l'uniformité de la structure en élévation ; en effet, symétrie et uniformité évite l'apparition de zones critiques, et la concentration de contraintes. Nous conseillons donc aux concepteurs de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Chapitre V

Etude des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **CBA**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Ferrailage :**A). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : $\Phi_{\max}$: le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

B). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

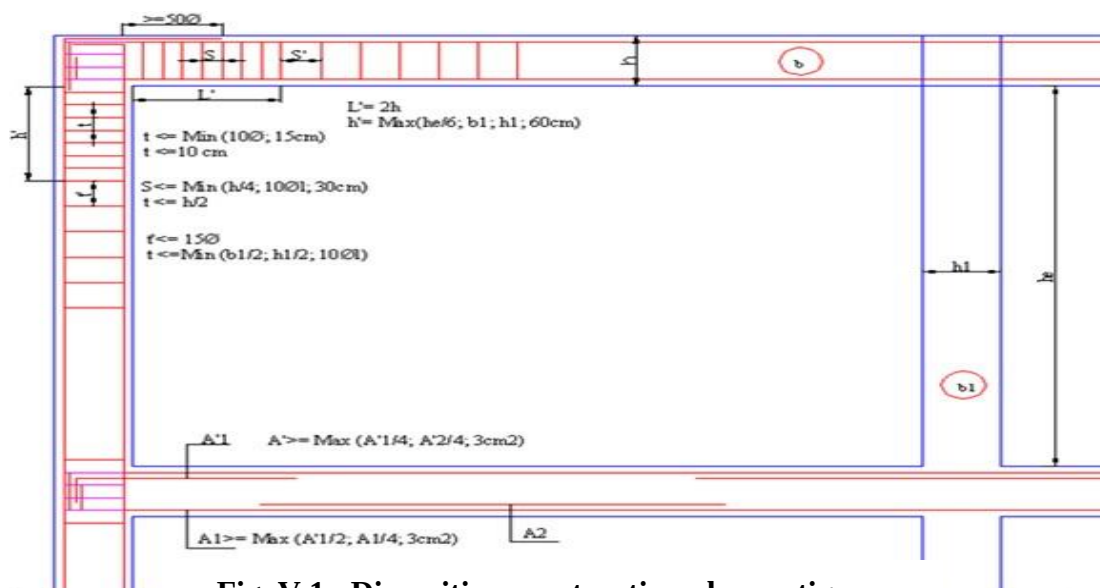


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.

Recommandation de RPA99 :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$A_{\min}=0,5 \%(b \times h)$ en toute section zone IIa (**Art. 7.5.2.1**) :

Calcul du ferrailage :**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul :**Remarque :**

Vue que les resultats nous a donnees un ferrailage important dans les poutres associer au voile on a preferer de separer les calculs par files (voire la figue ci-dessus).

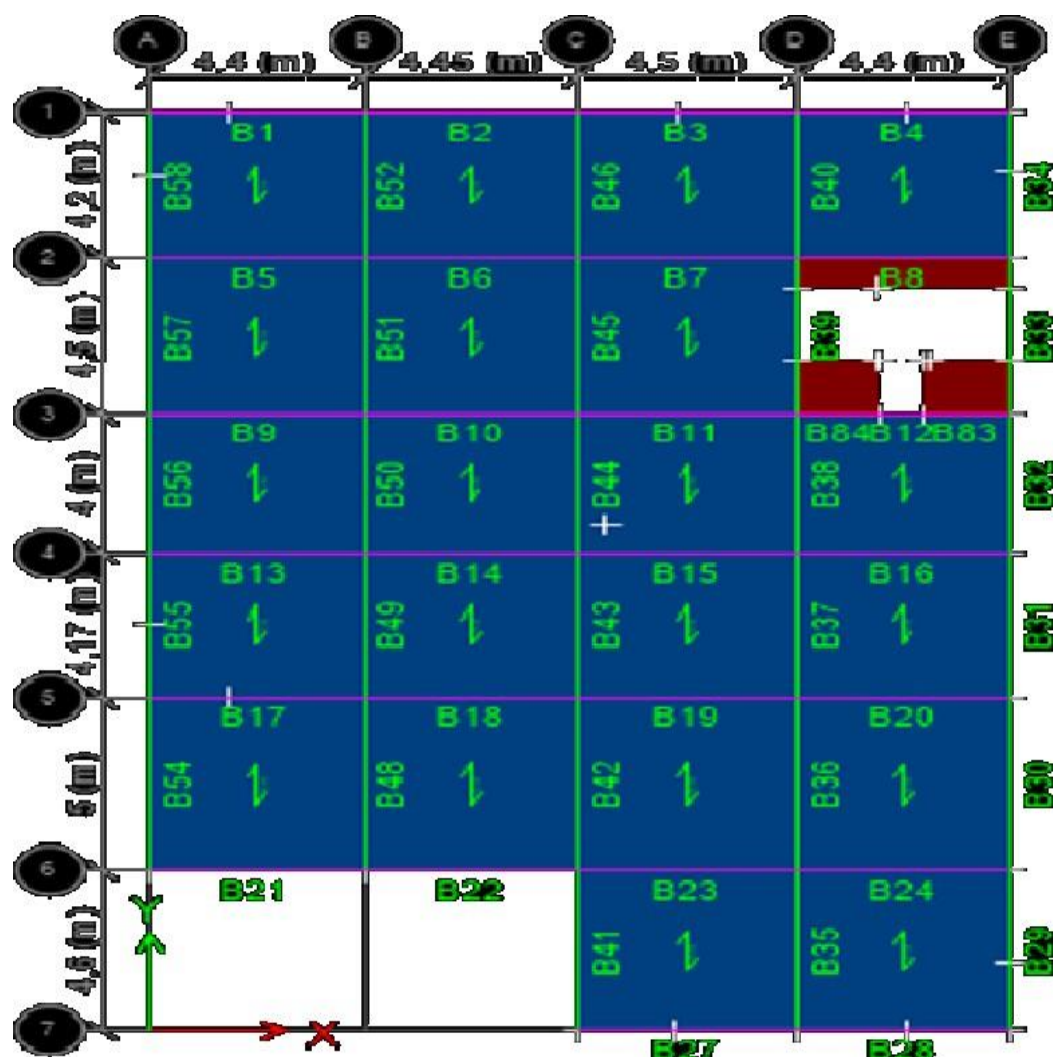


Fig. V.2 : Disposition constructives des poutres

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre secondaire B55 associée au voile (30×40)

Avec les sollicitations suivantes :

Tableau V.1. : calcul des sections de Ferrailage de poutre B36 non associée au voile.

POUTRE	POSITION	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (M)	A (Cm ²)
POUTRE principale files (2 3 4 6)	APPUI	80,4	0,105	0,139	0,35	6,8
	TRAVÉE	56,31	0,076	0,099	0,355	4,59
POUTRE secondaire files (B C D)	APPUI	62,67	0,11	0,146	0,301	5,20
	TRAVÉE	50,54	0,08	0,116	0,305	4,14

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres par files.

Tableau V.2.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Position de poutre	Position de poutre	Type de poutre	section	localisé	M(Kn. m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Associer au voile	FILES A ET E	Poutre secondaire	30×35	Appuis	151,21	142,8	14,03	5,2	14,2	4T16+4T14
				Travée	102,78		8,92		9,24	4T14+2T14
Non associer au voile	FILES B,C,D	Poutre secondaire	30×35	Appuis	62,67	15,38	5,25	5,2	6,88	3T14+2T12
				Travée	50,57		4,14		4,62	3T14
Associer au voile	FILES 1,5,7	Poutre principale	30×35	Appuis	86,61	80,5	7,38	5,2	8,01	3T14+3T12
				Travée	76,24		6,42		6,88	3T14+2T12
Non associer au voile	FILES 2,3,4,6	Poutre principale	30×35	Appuis	80,4	148,9	6,8	9	6,88	3T14+2T12
				Travée	56,32		4,59		4,62	3T14

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

Les armatures transversales :

A). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,2 ; 1\text{cm} ; 3\text{cm})$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

B). Calcul des espacements des armatures transversales :**1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2})$ avec:**

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \cdot d; 35 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

$$2). S_{t2} = \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0,4 \cdot b} = 104,66$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ ✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$.Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ **C). Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot s_t \cdot h = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 > A_t^{\min} = 1,575 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELU :**A). Condition de non fragilité :****BAEL91(Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}^2$$

B). Contrainte tangentielle maximale :**Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_u^- = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	148,92	0.16	3.325	Vérifiée
secondaires	142.84	0.15	3.325	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

C). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1).$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$ $\gamma_s = 1, Fe = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8,01	80,5	86,61	2,31	-6,33	Vérifiée
Secondaires	14,2	142,84	151,21	4,2	-10,83	Vérifiée

Vérification à l'ELS :

A). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$ **BAEL91 (Art E.III.1)**

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s (y - d')^2 \right]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	56,79	0,0017665	0,22	7,01	15	vérifiée
	Travées	45,47	0,0014775	0,20	6,05	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	33,09	0,0017665	0,21	4,09	15	vérifiée
	Travées	36,92	0,0014771	0,19	4.90	15	vérifiée

B). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.6. Vérification de la flèche pour les poutres :

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	500	0	0.075	0.07	0.00	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	450	0	0.077	0.075	0.00	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

- Les schémas de ferrailage des poutres :

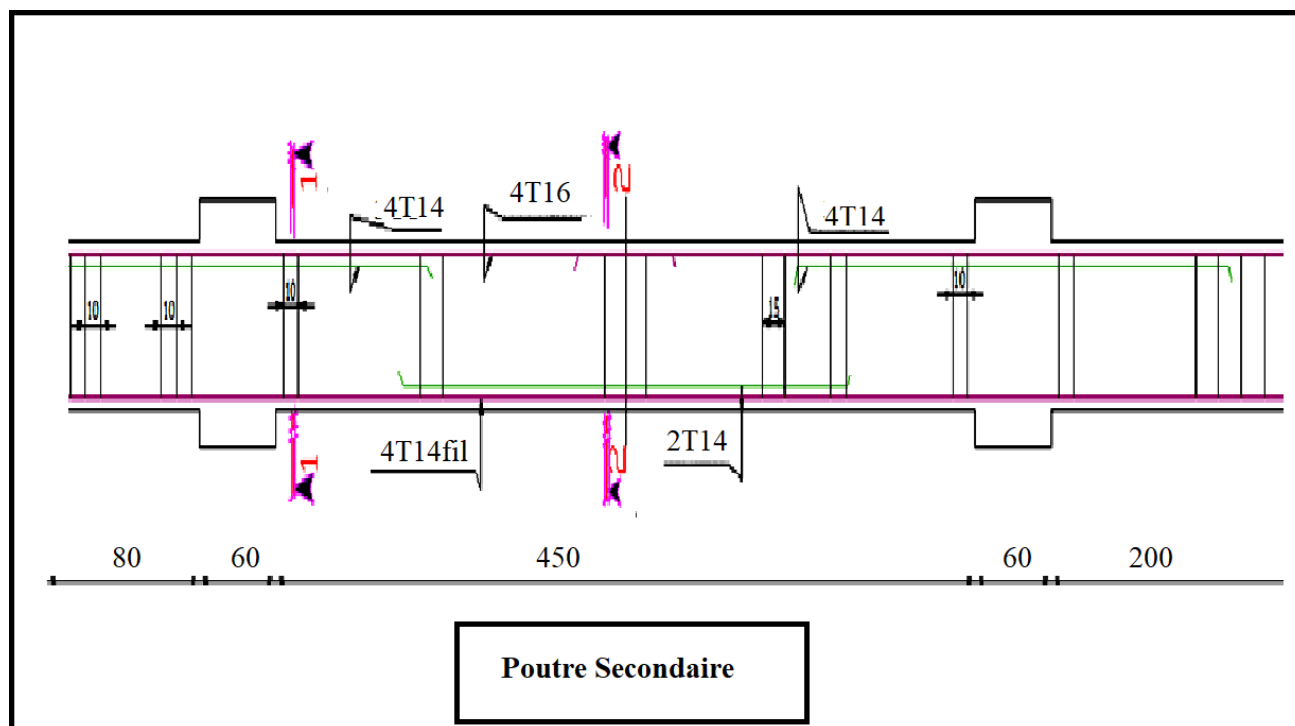


Figure V.3 Coupe de ferrailage des Poutres secondaire

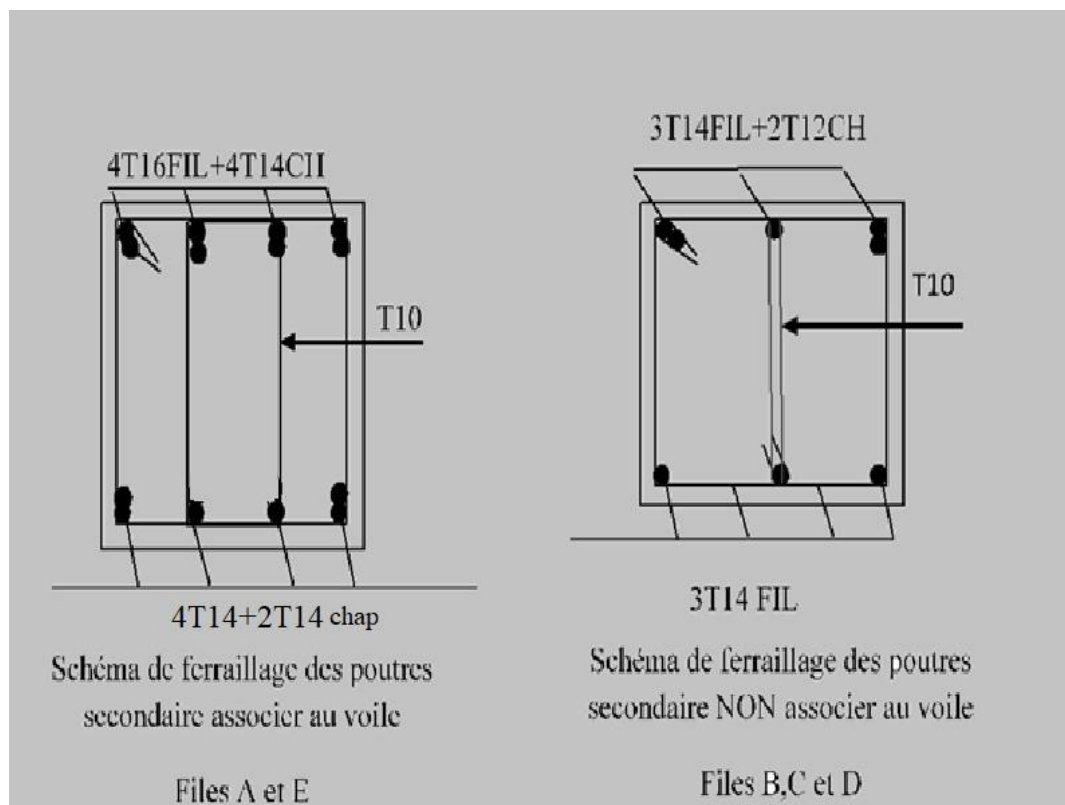


Figure V.3.1 Schéma de ferrailage des Poutres secondaire

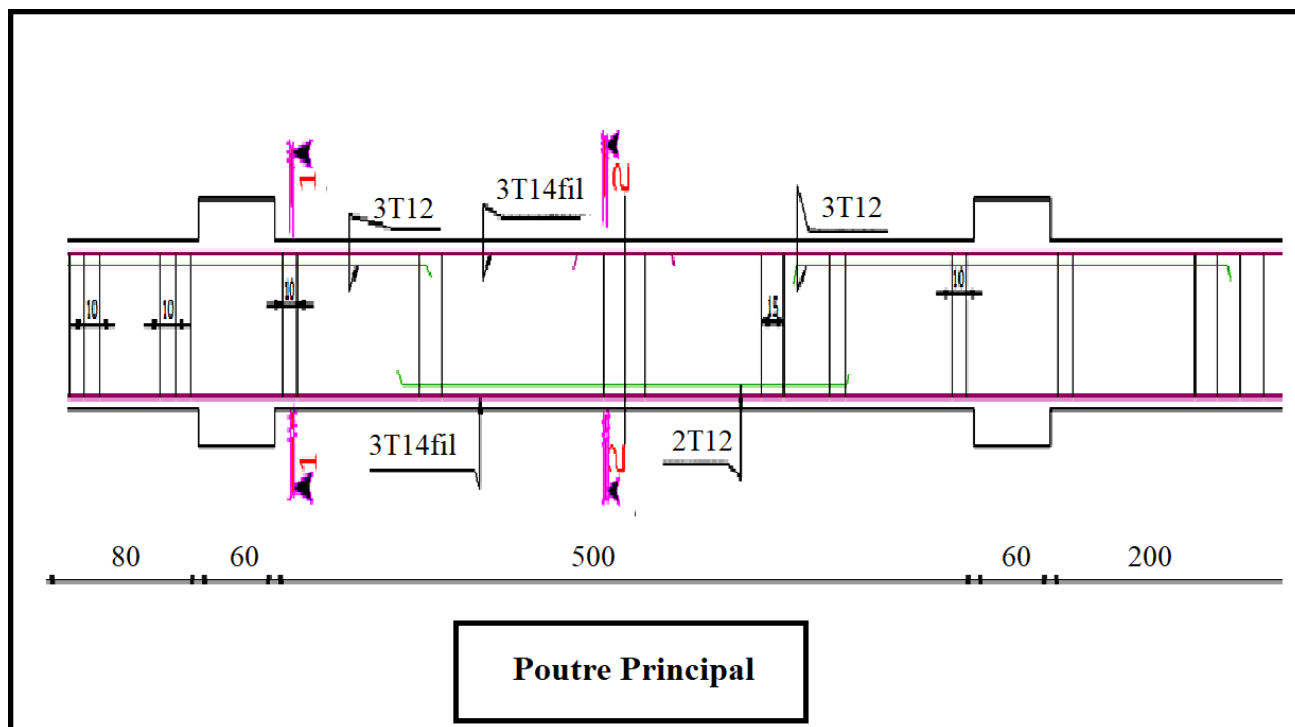


Figure V.4 Coupe de ferrailage des Poutres principale

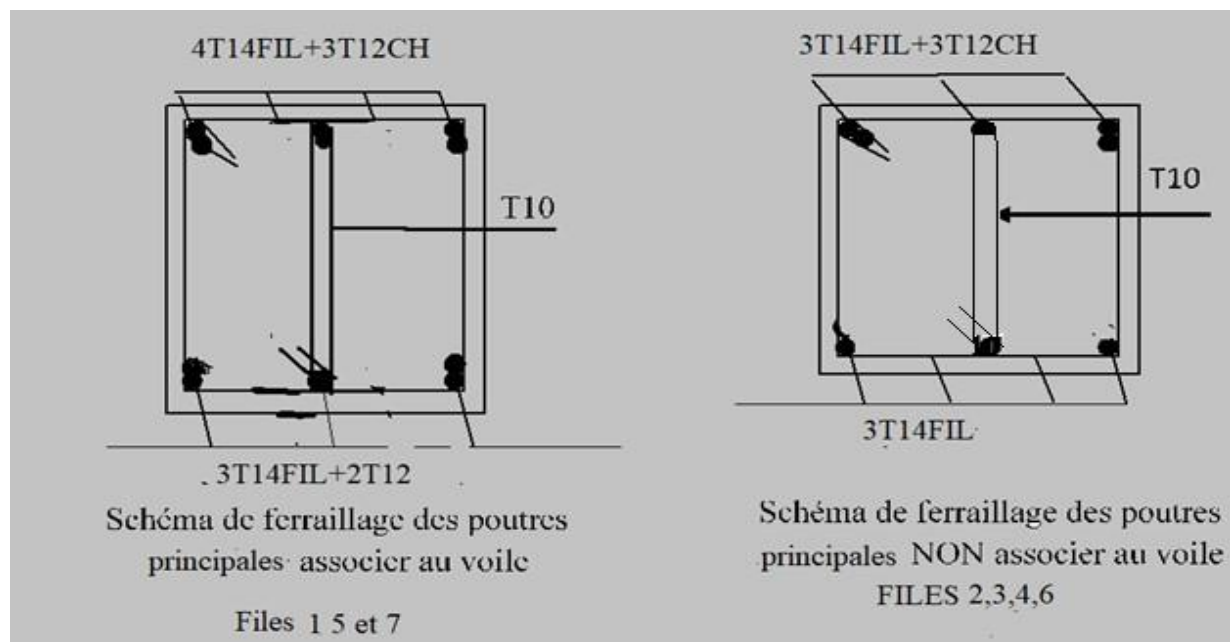


Figure V.4.1 Schéma de ferrailage des Poutres principale

Etude des poteaux :**Introduction :**

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

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ETABS :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

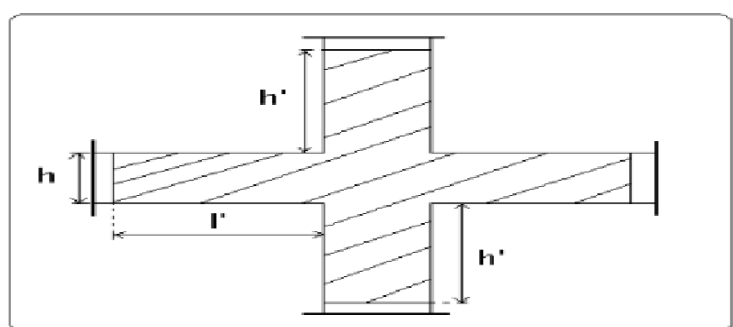


Figure V.5 Poteau.

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**A). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit

pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
ENTRESOL1 ET 2	60×60	28,8	144	216
RDC	55×55	24.2	121	181.5
1 ^{ER} ETAGE	50×50	20.0	100	150
2 ^{EME} ET 3 ^{EME} ETAGE	45×45	16.2	81	121.5
4 ^{EME} ET 5 ^{EME} ETAGE	40×40	12.8	64	96
6 ^{EME} ET 7 ^{EME} ETAGE	35×35	9,8	49	73.5

B). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u :est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 :hauteur totale de la section brute.
- F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

2.5 Si $\lambda g \geq 5$ (λg : l'élancement géométrique),

3.75 Si $\lambda g < 5$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_{L\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).

✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_{L\min}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b1$, en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

Sollicitations de calcul :

Remarque :

Vue que les résultats nous ont données un ferrailage important dans les armatures transversals on a préféré de séparer les calculs par groupes (voire dans les différents étages la figure figure 3).

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.8. Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
ENTRESOL1 ET 2	2669,47	89,95	65,286	46,45	1697,04	205,81
Type de section	SEC		SPC		SEC	
RDC	2020,38	8,75	70	92,19	1232,32	196,27
Type de section	SEC		SPC		SEC	
1 ^{ER} ETAGE	1743,52	15,02	76,39	84,72	1057,07	315,81
Type de section	SEC		SPC		SPC	

2^{EME} ET 3^{EME} ETAGE	1493,18	12,57	84,91	70,73	887,27	245,96
Type de section	SEC		SPC		SPC	
4^{EME} ET 5^{EME} ETAGE	984,24	13,32	79,95	48,11	568,45	168,4
Type de section	SEC		SPC		SPC	
6^{EME} ET 7^{EME} ETAGE	510,98	11,23	36,71	42,34	277,53	98,4
Type de section	SEC		SPC		SPC	

Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage sont résumés dans ce tableau.

Tableau V.9. Les armatures choisis dans les poteaux :

Niveau	Section	A calculée	Amin	A adopté	N°Barres
ENTRESOL1,2	60×60	0	28,8	30,29	12HA16+4HA14
RDC	55×55	0	24.2	24,63	16HA14
1^{ER} ETAGE	50×50	8,53	20.0	21,37	8HA14+8HA12
2^{EME} ET 3^{EME} ETAGE	45×45	8,19	16.2	16,84	8HA14+4HA12
4^{EME} ET 5^{EME} ETAGE	40×40	7,12	12.8	13,57	12HA12
6^{EME} ET 7^{EME} ETAGE	35×35	5,41	9,8	13,57	12HA12

Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Remarque :

Groupe 1 : Poteaux qui reprennent les poussées de terres.

Groupe 2 : Poteaux de la cage d'escalier.

Groupe 3 : Les autres poteaux.

Voire la figure ci-dessus.

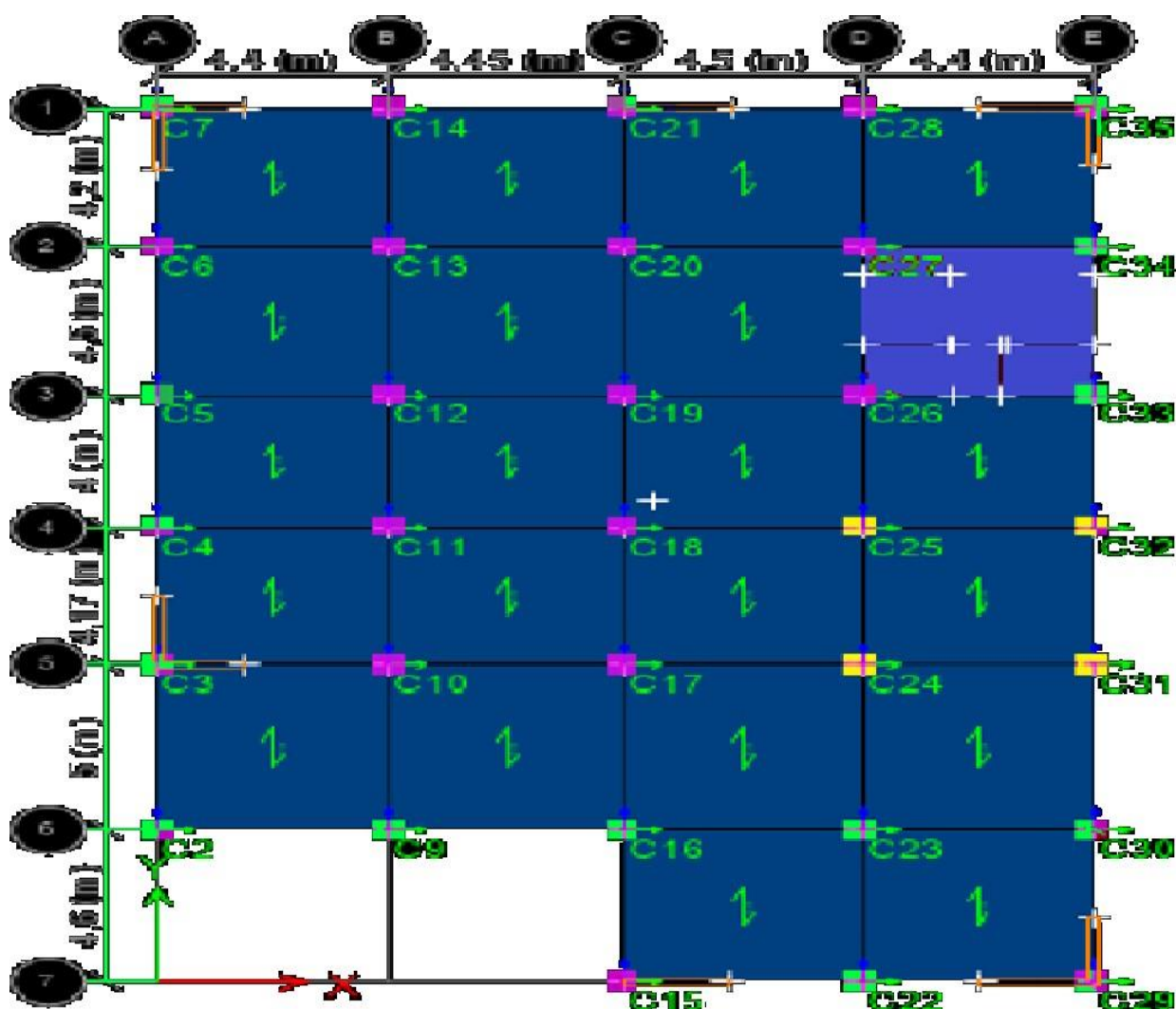


Figure V.6 : les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales :

Niveau	Position	Sections (cm ²)	Φ^{min} Cm	Vd (KN)	Lr cm	t zone	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
E-sol 1 et 2	Groupe 1 et 2	60×60	1.4	402,25	56	10	6,27	3,9	6,28	8HA10
	Groupe 3			68,7		10	0,85	3,6	4,17	6HA10
RDC	Groupe 2	55×55	1,4	345,83	56	10	5,89	3,13	6,28	8HA10
	Groupe 3			56,86		10	0,97	3,13	4,17	6HA10
ETAGE 1	Groupe 2	50×50	1,2	396,8	48	10	6,27	3,025	6,28	8HA10
	Groupe 3			77,93		10	1,3	3,025	3,14	4HA10
ETAGE 2 et 3	Groupe 2	45×45	1.2	302,6	48	10	6,12	2,46	6,28	8HA10
	Groupe 3			60,14		10	1,38	2,46	3,14	4HA10
ETAGE 4 et 5	Groupe 2	40×40	1.2	254	48	10	3,96	2,75	4,17	6HA10
	Groupe 3			67,66		10	1,05	2,75	3,02	6HA8
ETAGE 6 et 7	Groupe 2	35×35	1,2	254	48	10	3,96	1,05	2,01	4HA8
	Groupe 3			67,66		10	1,05	1,05	2,01	4HA8

Vérifications :

A). Vérification au flambement :

Selon le **CBA (page28)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / d$ pour les sections circulaires.

$L_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2662,337 \text{ KN}$

$l_f = 238 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 18,74 < 50 \rightarrow \alpha = 0.803$

$Br = (0.60 - 0.03) \times (0.60 - 0.03) = 0.325 \text{ m}^2$

$Nu = 0,824 \times \left\{ \frac{0,325 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{30,29 \times 10^{-3} \times 400}{1,15} \right\} = 13,54 \text{ MN}$

$N_d = 2.6623 \text{ MN} < 12.34 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$

Tableau V.11.1 Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	N_d (MN)	Obs.
E-sol 1 et 2	60×60	238	13,72	0,824	30,29	0,325	13,54	2,662	vérifiée
RDC	55×55	214,2	13,47	0,825	24,63	0,27	12,01	2,285	vérifiée
1 ^{er} étage	50×50	214,2	14,82	0,82	21,37	0,22	9,43	2,012	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×45	214,2	16,46	0,813	16,84	0,176	7,41	1,751	vérifiée
4 et 5 ^{ème} étage	40×40	214,2	18,52	0,804	13,57	0,136	5,82	1,111	vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	35×35	214,2	21,17	0,79	13,57	0.102	5,22	0,920	vérifiée

B). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{G}^{ser} \times V}{I} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{G}^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$M^{sr} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

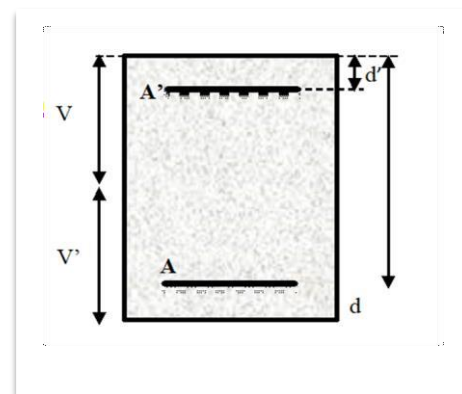


Figure V.7 Section de ferrailage du poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11.2 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	E-sol 1 et 2	RDC	ETAGE 1	ETAGE 2 et 3	ETAGE 4 et 5	ETAGE 6 et 7
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	57	52	47	42	37	32
A(cm ²)	30,29	24,3	21,37	16,84	13,57	13,57
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5
V'(cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5
I _{yy'} (m ⁴)	0,0176	0,014	0,012	0,010	0,0086	0,073
N ^{ser} (MN)	0,467	0,739	0,578	0,614	0,316	0,356
M ^{ser} (MN.m)	0,0554	0,0285	0,0256	0,0305	0,033	0,024
M _G ^{ser} (MN.m)	0,0554	0,0285	0,0256	0,0305	0,033	0,024
σ _{bc1} (MPa)	5,05	2,57	2,47	3,34	2,98	3,35
σ _{bc2} (MPa)	4,9	1,37	1,21	1,55	0,66	1,33
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

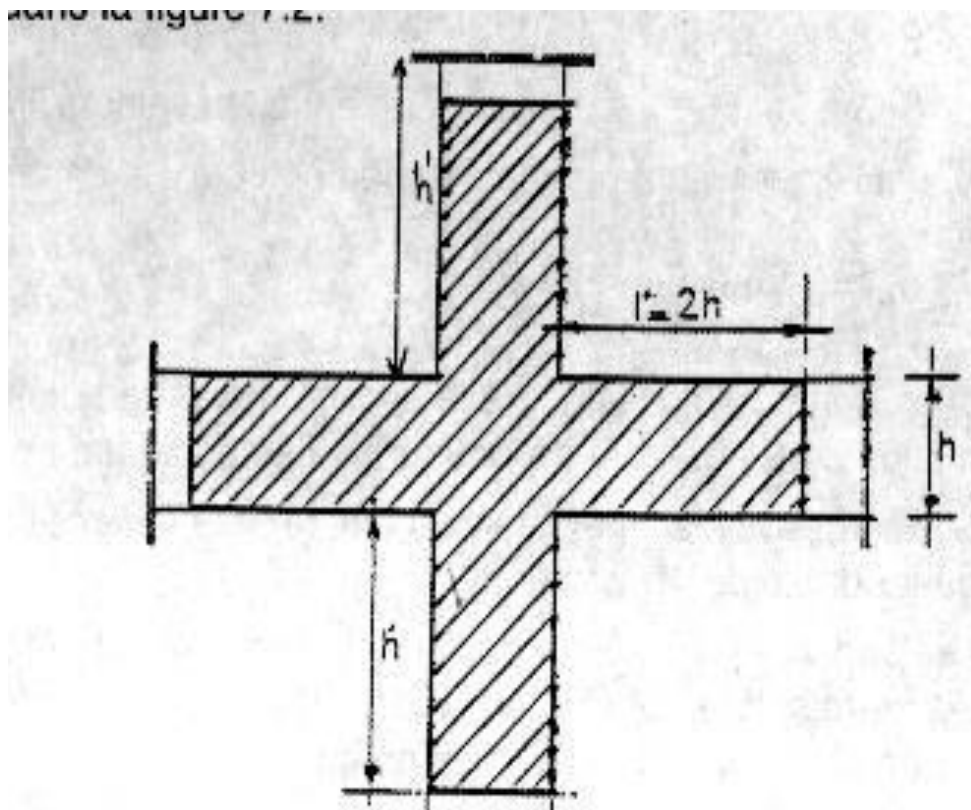


Figure V.8 la zone nodale

d). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section(cm^2)	Fst	Z(cm)	$A_s(cm^2)$	$M_R(KN.m)$
E-sol 1 et 2	60×60	400	54	30,29	654,26
RDC	55×55	400	49.5	24,63	487,67
1 ^{er} étage	50×50	400	45	21,37	384,66
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×45	400	40.5	16,84	272,81
4 et 5 ^{ème} étage	40×40	400	36	13,57	195,41
6 et 7 ^{ème} étage	35×35	400	31.5	13,57	170,98

e).Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;
les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poutres.

local	Les Files	H(m)	Z(m)	$A_s (cm^2)$ appuis	$A_s (cm^2)$ travée	σ_{st} (mpa)	M_R^W (KN.M)	M_R^E (KN.M)
PS	A et E	0,35	0,315	14,03	8,92	348	153,796	97,781
	B,C,D	0,35	0,315	5,25	4,14	348	57,55	45,38
PP	1,5,7	0,35	0,315	7,38	6,42	348	80,899	70,37
	2,3,4,6	0,35	0,315	6,8	4,59	348	74,54	50,31

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

POUTRES PRINCIPALES							
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs.
E-sol 2	654,26	654,26	1308,52	80,899	70,37	189,086	vérifiée
E-sol 1	654,26	654,26	1308,52	80,899	70,37	189,086	vérifiée
RDC	487,67	487,67	975,34	80,899	70,37	189,086	vérifiée
Etage1	384,66	384,66	769,32	80,899	70,37	189,086	vérifiée
Etage2	272,81	272,81	545,62	80,899	70,37	189,086	vérifiée
Etage3	272,81	272,81	545,62	80,899	70,37	189,086	vérifiée
Etage4	195,41	195,41	390,82	80,899	70,37	189,086	vérifiée
Etage5	195,41	195,41	390,82	80,899	70,37	189,086	vérifiée

Etage6	170,98	170,98	341,96	80,899	70,37	189,086	vérifiée
Etage7	170,98	170,98	341,96	80,899	70,37	189,086	vérifiée
POUTRES SECONDAIRES							
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs.
E-sol 2	654,26	654,26	1308,52	153,796	97,781	314,47	vérifiée
E-sol 1	654,26	654,26	1308,52	153,796	97,781	314,47	vérifiée
RDC	487,67	487,67	975,34	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage1	384,66	384,66	769,32	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage2	272,81	272,81	545,62	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage3	272,81	272,81	545,62	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage4	195,41	195,41	390,82	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage5	195,41	195,41	390,82	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage6	170,98	170,98	341,96	153,796	97,781	314,47	vérifiée
Etage7	170,98	170,98	341,96	153,796	97,781	314,47	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

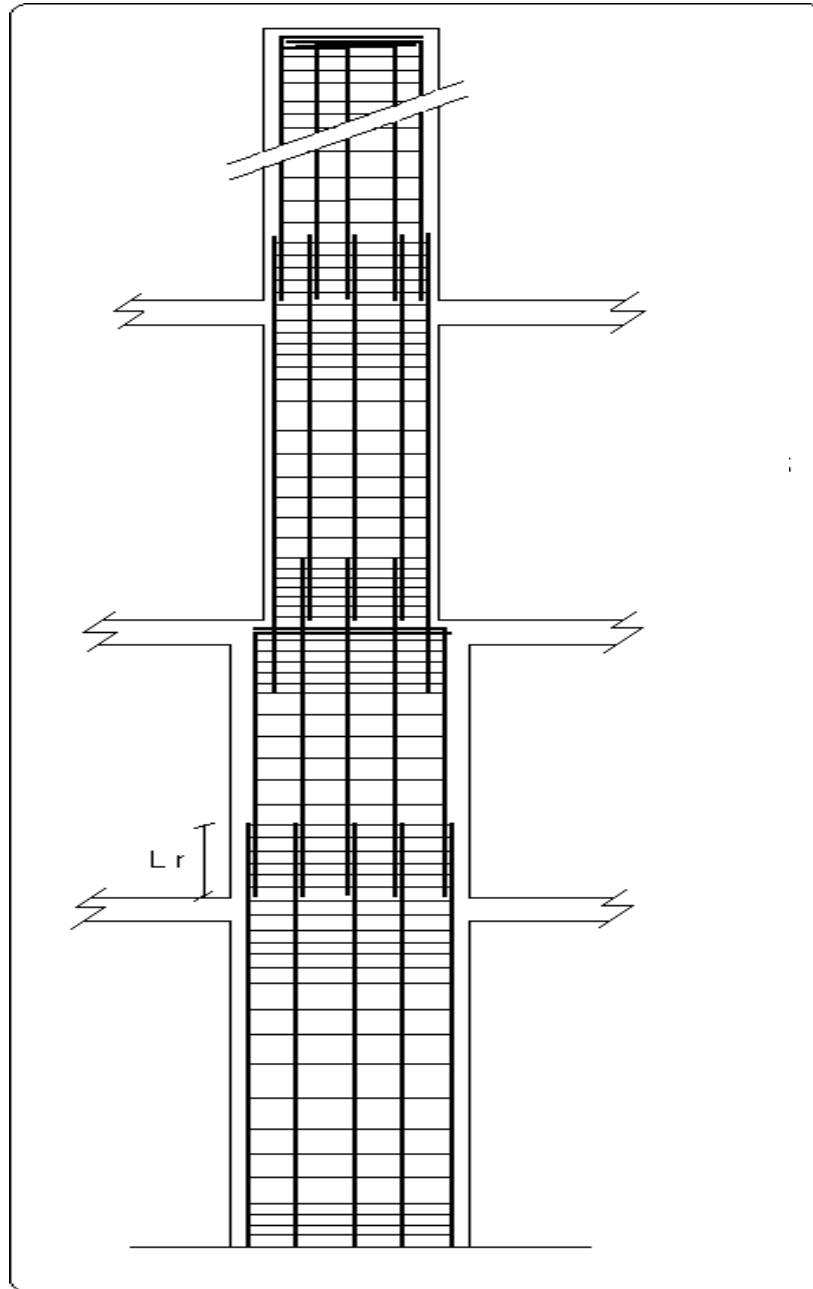


Figure.V.9. Réduction de la section des poteaux

f). Schémas de ferrailage des poteaux.

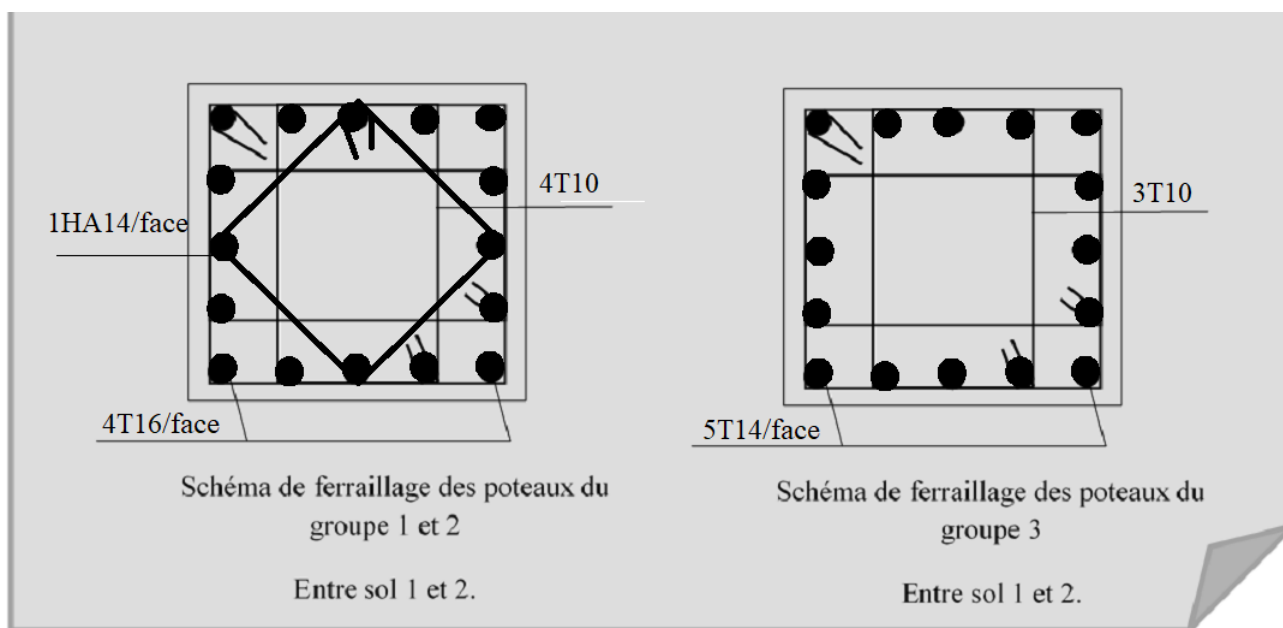


Figure.V.10 Schémas de ferrailage des poteaux entresols 1 et 2

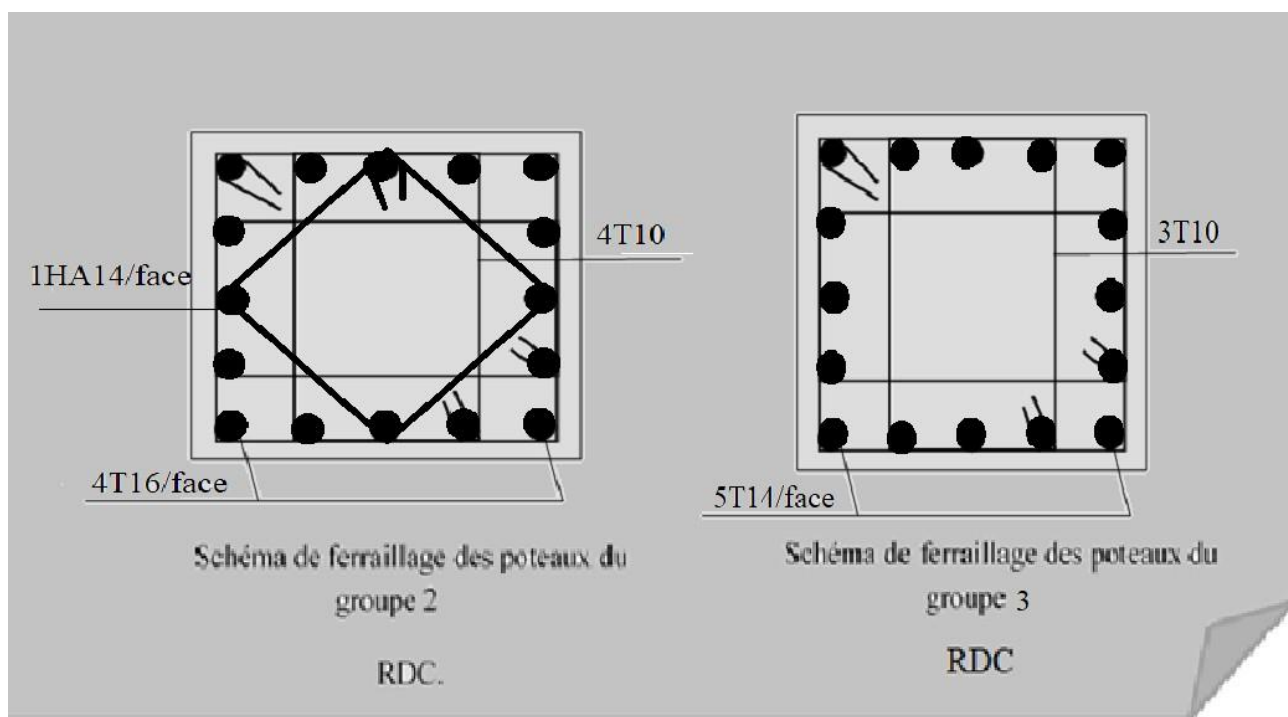


Figure.V.11 Schémas de ferrailage des poteaux RDC

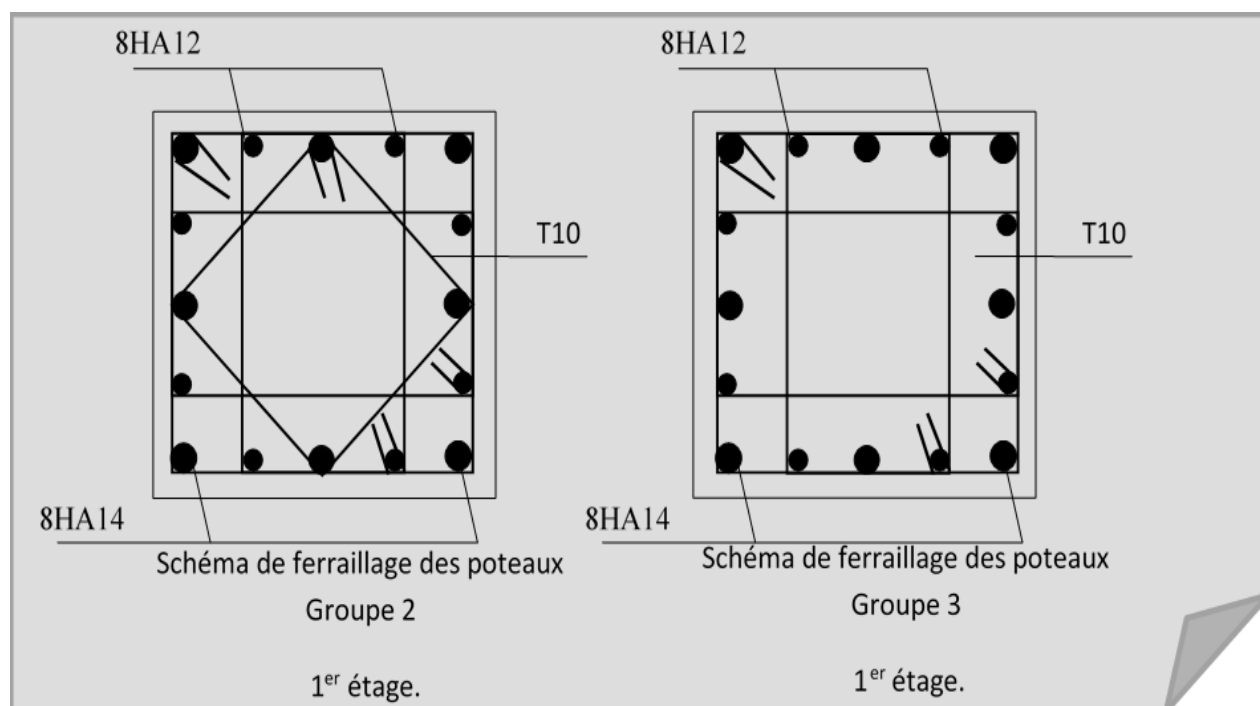


Figure.V.12 Schémas de ferrailage des poteaux 1^{er} étage.

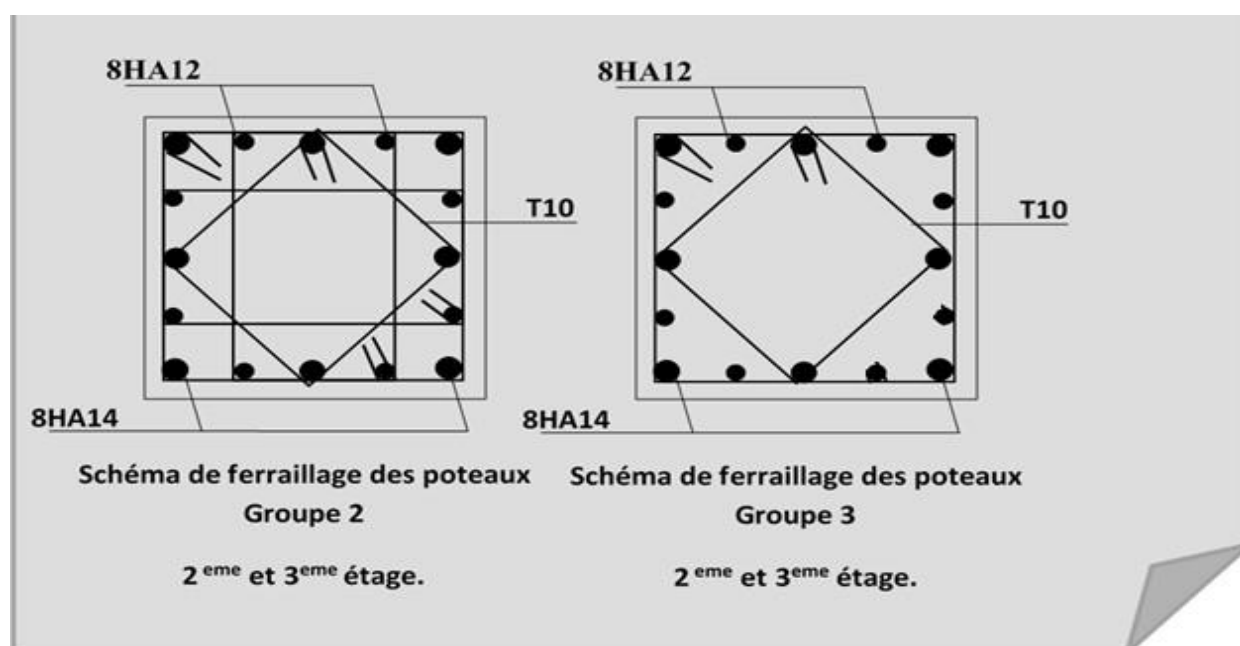


Figure.V.13 Schémas de ferrailage des poteaux 2^{eme} et 3^{eme} étages

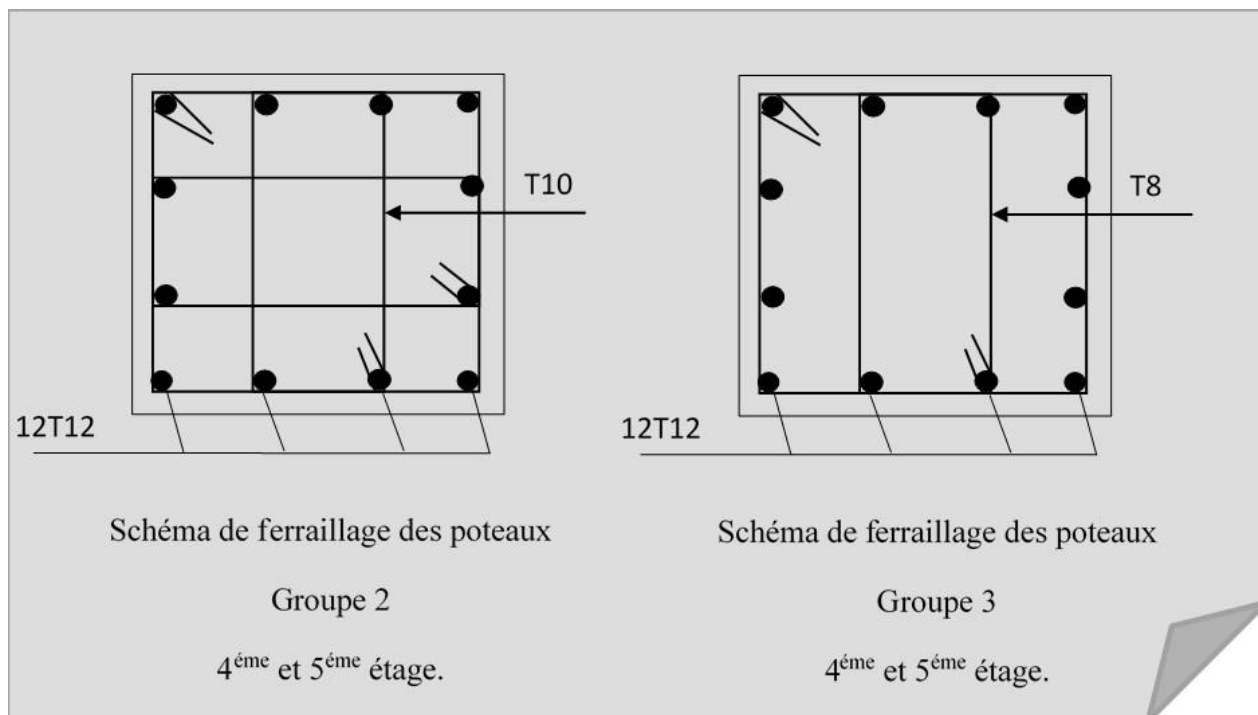
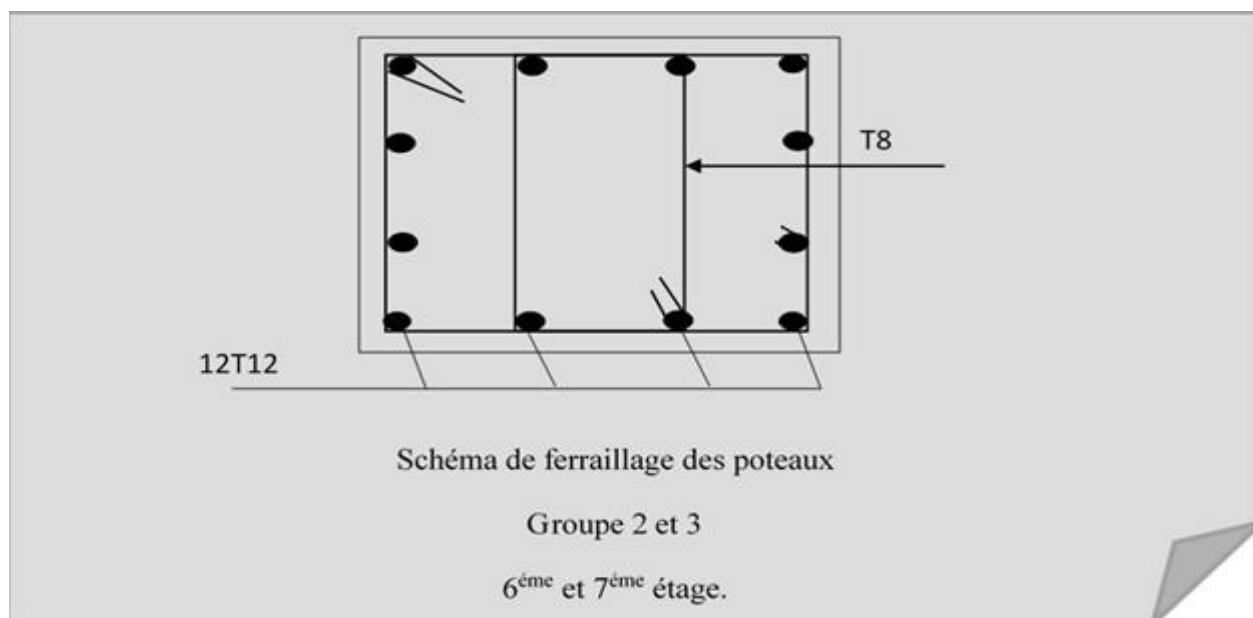


Figure.V.14 Schémas de ferrailage des poteaux 4eme et 5eme



Figures V15. Schéma de ferrailage des poteaux 6eme et 7eme étages

Etude Des Voiles

Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

1.Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2.Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G+Q \pm E$; Vérification du béton
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales.

1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} \leq \sigma$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

A : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie.

Le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times e \times L$$

2. Ferrailage de voile VX2 :

Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%.

Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{F_e}$$

$$T = 1,4Vu$$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Exemple de calcul :

L'exemple de calcul fait pour le voile de sens X (VX2).

Tableau V.15 Sollicitation du voile VX2

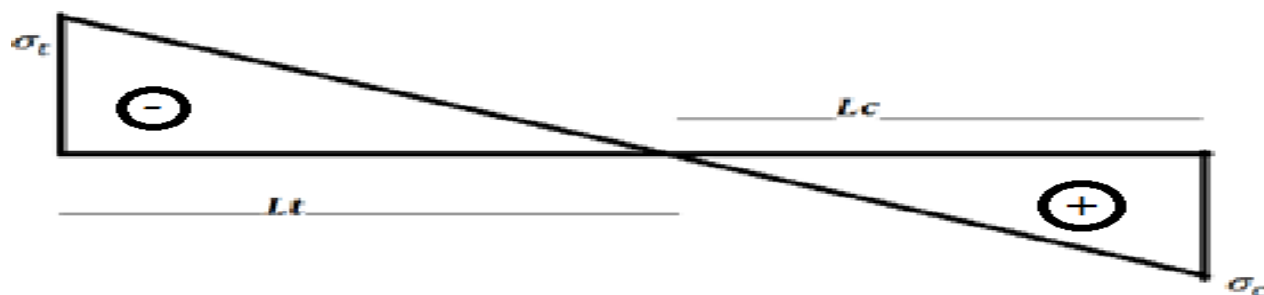
Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	M3
			kN	kN	kN-m
ETAGE 07	VX2	0,8G+Ex Max	70,4472	6,0641	39,0616
ETAGE 06	VX2	0,8G+Ex Max	130,285	12,8613	70,3925
ETAGE 05	VX2	0,8G+Ex Max	188,8429	16,4552	97,7972
ETAGE 04	VX2	0,8G+Ex Max	243,7707	39,0549	104,4355

ETAGE 03	VX2	0,8G+Ex Max	297,2379	28,924	120,4372
ETAGE 02	VX2	0,8G+Ex Max	347,909	47,0791	138,757
ETAGE 01	VX2	0,8G+Ex Max	399,1617	26,1253	143,2554
RDC	VX2	0,8G+Ex Max	451,1874	61,6721	220,9454
E-SOL 1	VX2	0,8G+Ex Max	505,2791	276,4148	800,914
E-SOL 2	VX2	0,8G+Ex Max	571,5787	329,7281	1553,7584

- Méthode de calcul :

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$Lc = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_t + \sigma_c} \quad Lt = L - Lc$$



- Calcul de ferrailage dans la section tendue :

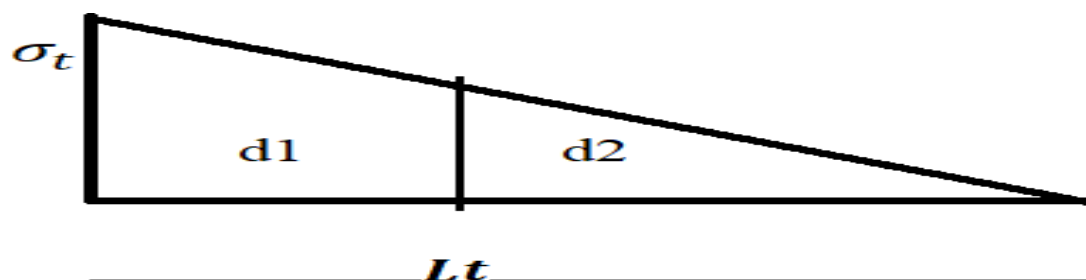


Figure V.16 section du ferrailage du voile

NB : On calcule le ferrailage dans toute la longueur du voile en gardons le ferrailage de poteau associer. Et se fera par symétrie.

Avec : $D1 = (Lt/2)$ $D2 = Lt/2$

- Exemple de calcule sens x : voile VX2

Tableau V.16 La géométrie du voile VX2 :

Longueur(m)	Epaisseur(m)	Section(m ²)	Inertie(m ⁴)	Bras de levier(m)
2,25	0,2	0,45	0,19	1,125

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes**DONNEES**

$\sigma_{\max}$ (t/m ²)	-793,68	h_e (m)	3,4
$\sigma_{\min}$ (t/m ²)	1047,73	F_e (Mpa)	400
V (t)	32,9	F_{c28} (Mpa)	25
e (m)	0,2	N_{ser} (t)	127,1
L (m)	2,25		

FPN (1); FN (2); FTN (3)	1
Normal(1) / Accédent(2)	2

**SECTION PARTIELLEMENT
COMPRIMEE****II.°/ CALCUL DUNE SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE****1°/ Armatures verticales**

L_t (m)	0,96979388
L_c (m)	1,28020612
d (m) $\leq$	0,64652925
Prendre 2	Tronçons, avec d (m) = 0,48

	<u>Tronçon 1</u>	<u>Tronçon 2</u>
σ_1 (t/m ²)	-396,8	
N_1 (t)	-57,728	
Av_1 (cm ²)	14,43	Av_2 (cm ²) 4,91

2°/ Armatures horizontales

BAEL	A_H (cm ²)	6,28
RPA	A_H (cm ²)	1,454

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile → A_{min} (cm²) 6,75 **Vérifiée**

4°/ Espacement des barres

	St (cm) $\leq$	30
	Prend St	20
Aux extrémités,	St (cm) =	10

5°/ Diamètre des barres

$\emptyset$ (mm) $\leq$	20
-------------------------	----

6°/ Aciers de coutures	
Avj (cm²)	12,6665
7°/ Vérification des contraintes	
BAEL	RPA
ζ (Mpa)	0,81234568
ζ' (Mpa)	3,325
Pas de rupture par cisaillement	Pas de rupture par cisaillement
8°/ Vérification à L'ELS	
σ_b (Mpa)	10,6378181
σ'_b (Mpa)	15
Condition vérifiée	

- Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.17 de ferrailage du voile VX2

Voile selon X voile VX2										
Niveau	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1 ^{ER} étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage	5eme étage	6eme étage	7eme étage
M (kn.m)	1553,8	800,9	220,95	143,25	138,75	120,44	104,43	97,79	70,4	39,06
N (kn)	571,58	505,28	451,18	399,16	347,91	297,23	243,77	188,84	130,28	70,44
V (kn)	329,72	276,41	61,67	26,12	47,08	28,92	39,05	16,45	12,86	6,06
A Calculée(cm²)/symétrie	19,24	9,02	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}
A Rpa (voile)	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
Av adoptée (cm²)/symétrie	22,72	12,57	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04
Barres (cm²)/face	10HA14+6HA12	10HA10+6HA10	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
ST aux extrémités	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Ah adoptée(cm²)	6,28	3,52	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
ST(cm)	12,5	15	25	25	25	25	25	25	25	25

Exemple de calcul sens x : voile VY4

Tableau V.18 La géométrie du voile VY4

Longueur(m)	Epaisseur(m)	Section(m ²)	Inertie(m ⁴)	Bras de levier(m)
2,00	0,2	0,40	0,133	1,00

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes

DONNEES

$\sigma_{\max}$ (t/m ²)	-1227,9975	h_e (m)	3,4
$\sigma_{\min}$ (t/m ²)	1438,2525	F_e (Mpa)	400
V (t)	41,16	F_{c28} (Mpa)	25
e (m)	0,2	N_{ser} (t)	81,277
L (m)	2		

**SECTION PARTIELLEMENT
COMPRIÉE**

II.° CALCUL DUNE SECTION PARTIELLEMENT COMPRIÉE

1° Armatures verticales

	L_t (m)	0,921
	L_c (m)	1,078
	d (m) $\leq$	0,614
Prendre	2	Tronçons, avec d (m) = 0,46
	<u>Tronçon 1</u>	<u>Tronçon 2</u>
σ_1 (t/m ²)	-613,9	
N_1 (t)	-84,83	
Av_1 (cm ²)	21,2	Av_2 (cm ²) = 7,07

2° Armatures horizontales

BAEL	A_H (cm ²)	7,85
RPA	A_H (cm ²)	1,38

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile $\rightarrow$ A_{min} (cm²) 6 **Vérifiée**

4° Espacement des barres

Aux extrémités

St (cm) $\leq$	30
Prend St	20
St (cm) =	10

5° Diamètre des barres

$\emptyset$ (mm) $\leq$ 20

6° Aciers de coutures

Av_j (cm²) 15,8466

7°/ Vérification des contraintesBAEL

ζ (Mpa) 1,14333333
 ζ' (Mpa) 3,325

Pas de rupture par cisaillement

8°/ Vérification à L'ELS

σ_b (Mpa) 7,09135484
 σ'_b (Mpa) 15

Condition vérifiée

RPA

ζ (Mpa) 1,60066667
 ζ' (Mpa) 5

Pas de rupture par cisaillement

- Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.19 de ferrailage du voile VY4

Voile selon Y voile VY4										
Niveau	Entre sol 2	Entre sol 1	RDC	1 ^{ER} étage	2eme étage	3eme étage	4eme étage	5eme étage	6eme étage	7eme étage
M (kn.m)	1775,5	766,04	247,4	178,23	168,45	154,88	144,11	138,73	110,51	78,46
N (kn)	420,51	1575,52	1356,31	57,5	775,31	569,14	156,29	110,12	54,85	3,98
V (kn)	411,62	252,92	94,03	1057,44	71,85	46,45	58,5	36,85	32,27	45,95
A Calculée(cm ²)/symétrie	28,54	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}	<A _{min}
A Rpa (voile)	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Av adoptée (cm ²)/symétrie	32,43	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04
Barres (cm ²)/face	10HA16+8HA14	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8	10HA8+6HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
ST aux extrémités	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Ah adoptée(cm ²)	7,85	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
ST(cm)	10	10	25	25	25	25	25	25	25	25

- Schéma de ferrailage du voile au niveau d'entresol 2 :

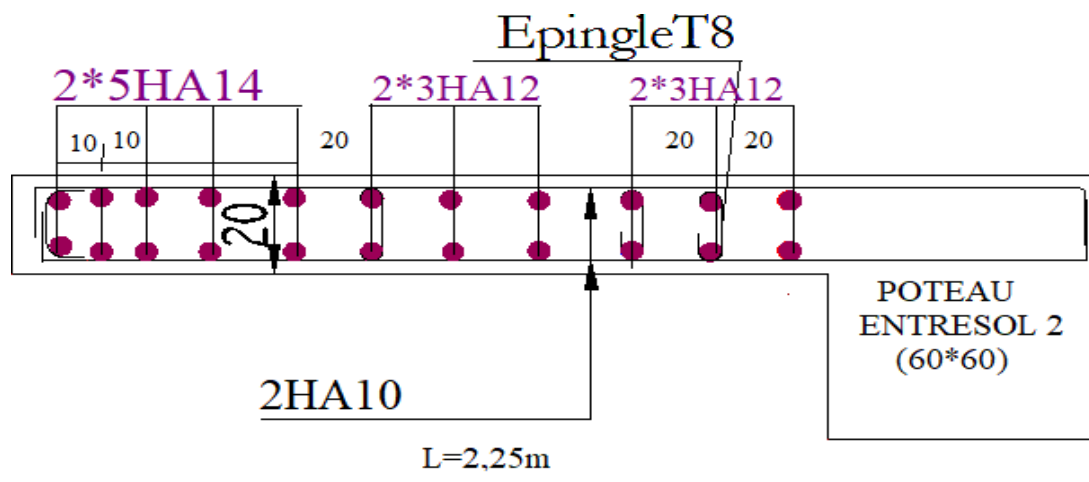


Figure V.17 Schéma de ferrailage du voile VX2 au niveau d'entresol 2

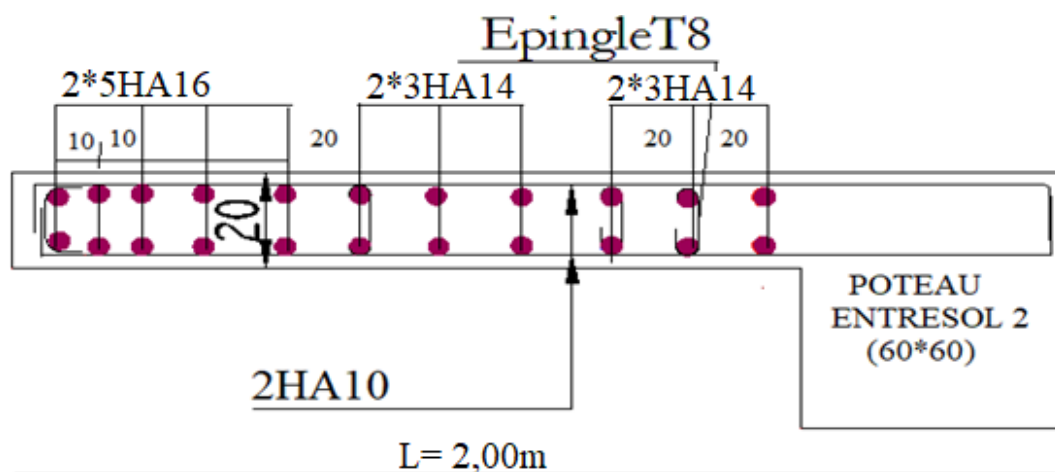


Figure V.18 Schéma de ferrailage du voile VY4 au niveau d'entresol 2

Chapitre VI

INTRODUCTION :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Choix du type de fondation :

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

N : Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, sinon on passe au radier générale et si ces trois vérifications ne sont pas satisfaites, on passera aux pieux.

Les vérifications de l'effort ultime :

La vérification de l'effort ultime par rapport à la surface de la structure :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow 426,09 / 496,73 = 0,85 \leq 2,5 \text{BARS}$$

Tableau VI.1 % de la structure par rapport aux fondation.

$\sum NS$ (kn)	Surface de la structure (m ²)	$\sum NS / \sigma_{sol}$	%Structure /Sfondation
42609,4063	496,73	170,43	28,27%

On a déterminé deux choix de fondations à adopter pour notre structure, on utilise des semelles filantes aux niveau des rives {file 01} (les quatre cotes extérieures de la structure) et des semelles isolées pour le reste {C17} (semelles de centres). Voir la figure ci-dessus :

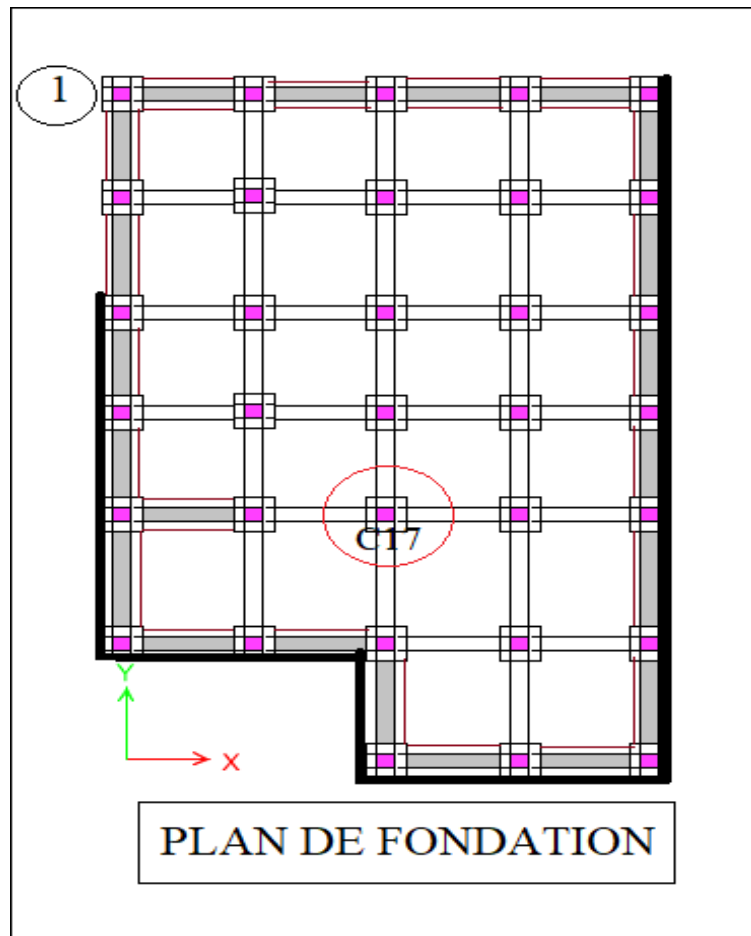


Figure VI.1 Plan de fondation

Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont de section carrée à la base, d'où les semelles sont carrées

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$N_s = 1930,64 \text{ KN}$

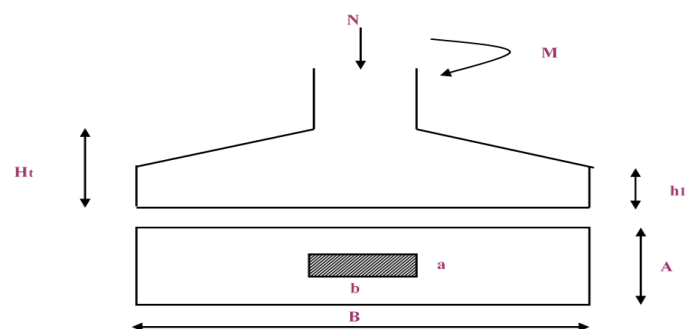


Figure VI.2 : semelle isolée sous poteau

- La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau a l'Els.

B : largeur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1930,75}{250} = 7,7m^2$$

$$B \geq \sqrt{7,7} = 2,8m. \quad \text{On prend } B = 3m$$

On remarque qu'il ya pas de chevauchement entre les semelles, donc le choix de la semelle isolées aux niveau central est justifié.

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$ht \geq \frac{B-a}{4} + c$$

Avec :

Ht : hauteur de la semelle.

a : largeur du poteau.

c : enrobage (0,05m).

Donc :

$$ht \geq 0,6m$$

Calcul de ferrailage de la semelle isolées :

Diagramme trapézoïdale :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B*L} \left(1 + \frac{6*e}{B}\right)$$

Semelle carrée selon B.A.E.L 91 révisé 99

Données relative aux chargement

Mu (KN.m)	89,91
Nu (KN)	2670,03
Ms (KN.m)	66,63
Ns (KN)	1930,75

Données relative au poteau

a (m)	0,6
b (m)	0,6
Hp (m)	1,5

Données relative au matériau

Fe (Mpa)	400
Fc28 (Mpa)	25
σ'_{sol} (Mpa)	0,25

La fissuration est nuisible (1), très nuisible (2) →

1

Acier rond lisse RL (1), Haute adhérence HA (2) →	2
Diamètre min des barres longitudinale en (mm) →	12

Données à retenir pour la semelle

B (m)	3
A (m)	3
H _t (m)	0,6
c (m)	0,05

Calcul de ferrailage**1°/ Dimensionnement de la semelle**

B (m) ≥	2,779
A (m)	3
H _t (m) ≥	0,65
h ₁ (m) ≥	0,15

2°/ Vérification en tenant compte du poids de la semelle

N' (KN)	2079,25
σ (Mpa)	0,246

Condition vérifiée**3°/ Vérification de la stabilité au renversement****3.1°/ Selon RPA**

4*e (cm)	12,818
----------	--------

Condition vérifiée**3.2°/ Selon BAEL**

6*e (cm)	19,227
----------	--------

Condition vérifiée**4°/ Ferrailage de la semelle****4.1°/ ELU**

e (cm)	3,132
Diagramme trapézoïdale	
σ _{max} (Mpa)	0,339
σ _{min} (Mpa)	0,299
σ _{moy} (Mpa)	0,329
N'' (KN)	2961
A//B (cm ²)	46,434
A//A (cm ²)	46,434

4.2°/ ELS

e (cm)	3,205
Diagramme trapézoïdale	
$\sigma_{\max}$ (Mpa)	0,246
$\sigma_{\min}$ (Mpa)	0,216
σ_{moy} (Mpa)	0,239
N'' (KN)	2151
A//B (cm ²)	58,188
A//A (cm ²)	58,188

NB : Les armatures // au grand coté constituent le lit inférieur

5°/ Ancrage et longueur des barres

ζ'_s (Mpa)	2,835
Ls (m)	0,423

6°/ Répartition du ferrailage dans la semelle

On compare Ls à 0,25B (//B) et 0,25A (//A) et on aura :
Les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent être droites

- **Le ferrailage de la semelle isolée (sous poteau C17) :**

Tableau VI.2 ferrailage de la semelle isolée

As//B (cm ²)	As//A (cm ²)	As ^{adopté} //B (cm ²)	As ^{adopté} //A (cm ²)	barres	ST(cm)
58,188	58,188	60,32	60,32	30HA16	10

Soit : 10HA16/ml=20,1cm²

Vérification des semelles filante :

- La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L}$$

Avec :

Ni : l'effort normal provenant du poteau à l'Els.

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{9729,43}{250 * 18,65} = 2,08m$$

$B \geq 2,08m$. On prend B= 2,6 m

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, donc le choix de la semelle filante aux niveau de rive est justifié.

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$ht \geq \frac{B-a}{4} + c$$

Avec :

Ht : hauteur de la semelle.

a : largeur du poteau.

c : enrobage (0,05m).

Donc :

$ht \geq 0,55m$ on prend $ht = 0,6m$

Semelle filante sous poteaux selon B.A.E.L 91 révisé 99

Tableau VI.3 Données relative aux chargement

	Pot 1	Pot 2	Pot 3	Pot 4	Pot 5	Pot 6	Pot 7	Pot 8	Pot 9
Mu (KN.m)	117,82	9,47	87,69	93,32	10,81	94,32	12,91	133,23	0
Nu (KN)	2158,52	858,72	1687,51	1996,21	1228,15	1269,21	1416,05	1614,97	0
Ms (KN.m)	87,17	7	64,91	69,05	7,9	69,9	9,53	98,66	0
Ns (KN)	0	1581,33	624,34	1218,5	1450,51	884,54	919,96	1040,72	1180,72

	P1 - P2	P2 - P3	P3 - P4	P4 - P5	P5 - P6	P6 - P7	P7 - P8	P8 - P9	P9 - P10
Li (m)	0,3	0,825	3,575	4,45	1,02	3,48	3,33	1,07	0

Données relative au poteaux

b (m) 0,6
h (m) 0,6
Hpot (m) 1,5

Données relative au matériau

Fe (Mpa) 400
Fc28 (Mpa) 25
 σ' sol (Mpa) 0,25

Données à retenir pour la semelle

L (m) 18,65
B (m) 2,6
Ht (m) 0,6
c (m) 0,05

Calcul de ferrailage

1°/ Dimensionnement de la semelle

R (KN)	8900,62
x (m)	9,068
L (m)	18,736
L' (m)	18,65
B (m) $\geq$	1,909
Ht (m) $\geq$	0,55

2°/ Vérification en tenant compte du poids de la semelle

N' (KN)	9735,97
σ (Mpa)	0,204

Condition vérifiée

3°/ Vérification de la stabilité au renversement

3.1°/ Selon RPA

4*e (cm)	17,014
----------	--------

Condition vérifiée

3.2°/ Selon BAEL

6*e (cm)	25,521
----------	--------

Condition vérifiée

4°/ Ferrailage de la semelle

4.1°/ Sens principale (// B)

4.1.1°/ ELU

e (cm)	4,189
Diagramme trapézoïdale	
$\sigma_{\max}$ (Mpa)	0,279
$\sigma_{\min}$ (Mpa)	0,272
σ_{moy} (Mpa)	0,277
N'' (KN)	13431,73
A/B (cm ²)	175,528

4.1.2°/ ELS

e (cm)	4,254
Diagramme trapézoïdale	
$\sigma_{\max}$ (Mpa)	0,204
$\sigma_{\min}$ (Mpa)	0,198
σ_{moy} (Mpa)	0,153
N'' (KN)	7418,97
A/B (cm ²)	167,247

4.2°/ Sens secondaire (// L)

4.2.1°/ ELU

A/L (cm ²)	58,509
------------------------	--------

4.2.2°/ ELS

A/L (cm ²)	55,749
------------------------	--------

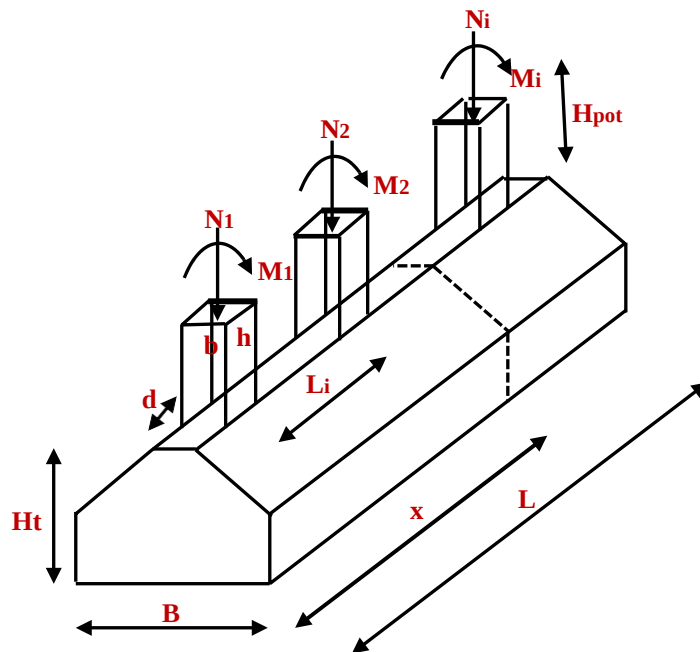


Figure VI.3 Semelle filante sous poteau

- Le ferrailage de la semelle filante (sous file 1) :

As//B (cm ²)	As//L (cm ²)	ST(cm) //B	ST(cm) //L
167,24	55,74	17	25

Donc on opte :

As//B (cm²) /ml=7HA14

As//L (cm²) /ml=4HA12

Calcul de la poutre de rigidité :

La poutre de rigidité se calcul comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol, le calcul des armature se fera à la flexion simple.

Les sollicitations dans la poutre seront déduites en utilisant la méthode de Caquot mineure, avec la fissuration préjudiciable.

La largeur de la poutre est égale à celle du poteau plus un enrobage pour régler l'excentricité des poteaux. .

VI.4.1 dimensionnement :

$$\frac{L}{9} \leq hr \leq \frac{L}{6}$$

Avec : $L_{MAX} = 4,50$ m

$$50 \leq hr \leq 75$$

On prend : $hr = 70$ cm

$$b = b_{poteau} + 5\text{ cm} = 65\text{ cm}$$

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} = 720,2 \text{ kn/m}$$

$$Q_s = \frac{\sum N_s}{L} = 395,2 \text{ kn/m}$$

ferraillage de la poutre de rigidité : 1°/

Moments au niveau des appuis

Tableau VI.4 Les moments en appuis.

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	0	0	1269,216
Appui B	-1386,987	-761,09	-1899,664
Appui C	-1086,028	-595,943	1551,492
Appui D	-1396,341	-766,223	1901,79
Appui E	0	0	-1267,09

2°/ Moments au niveau des travées

Tableau VI.5 Les moments en travées.

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	4,4	1,762	1118,376	613,694
Travée BC	4,45	2,319	549,388	301,47
Travée CD	4,5	2,154	585,123	321,079
Travée DE	4,4	2,641	1114,632	611,639

Flexion simple selon B.A.E.L 91 révisé 99

Données relative aux chargement

MTu (t.m)	111,8376
MTs (t.m)	61,16
MAu (t.m)	139,6341
MA s (t.m)	76,6
V (t)	190,1

Données relative à la poutre

b (m)	0,65
h (m)	0,7
c (m)	0,05

Données relative au matériau

Es (Mpa)	200000
Fe (Mpa)	400
Fc28 (Mpa)	25

La fissuration est peu nuisible (1), nuisible (2), très nuisible (3) →	1
Acier rond lisse RL (1), Haute adhérence HA (2) [en travée] →	2
Acier rond lisse RL (1), Haute adhérence HA (2) [en appui] →	2
La situation est normale (1), Accidentelle (2) →	1

Diamètre minimal des barres longitudinale en (mm)	→	12
Espacement des A_t dans la zone courante en (cm)	→	15

<u>Données à retenir pour la section d'acier</u>			
<u>En travée</u>		<u>En appui</u>	
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	0	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	0
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	30	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	60

<u>Données à retenir pour la section d'acier transversale</u>	
$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	3,14

Calcul à L'ELU			
<u>1°/ Calcul des armatures</u>		<u>3°/ Vérification de l'effort tranchant</u>	
<u>1.1°/ Armatures en travée</u>			
μ_{bu}	0,1560933	$\zeta_u \text{ (Mpa)}$	4,499408284
α	0,21331855	$\zeta'_u \text{ (Mpa)}$	3,325
$Z \text{ (m)}$	0,77747169	Ruptur par cisaillement Augmenter h et b (h=90 cm et b= 70cm)	
$MR \text{ (t.m)}$	0	<u>4°/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis</u>	
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	0	<u>4.1°/ Influence sur le béton</u>	
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	41,3562453	$V \text{ (t)} \leq$	357
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	7,184625	Condition vérifiée	
<u>1.2°/ Armatures en appui</u>		<u>°/ Influence sur les armatures tendue</u>	
μ_{bu}	0,19488927	<u>°/ Appui de rive</u>	
α	0,27354158	$A \text{ (cm}^2\text{)} \geq$	54,65375
$Z \text{ (m)}$	0,75699586	Condition vérifiée	
$MR \text{ (t.m)}$	0	<u>4.2.2°/ Appui de intermédiaire</u>	
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	0	$A \text{ (cm}^2\text{)} \geq$	2,17688235
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	53,0317348	Condition vérifiée	
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	7,184625		
<u>2°/ Armatures transversales</u>			
$\emptyset_t \text{ (mm)} \leq$	12		
$S_{t1} \text{ (cm)} \leq$	40		
$S_t \text{ (cm)}$	14,4	→ Dans la zone nodale	
$A_{tmin} \text{ (cm}^2\text{)}$	3,15		
$A_t * Fe / (S_t * b)$	1,19619048		
Condition vérifiée			

- Le ferrailage de la poutre de rigidité :

Tableau VI.5 Ferrailage de la poutre de rigidité.

Position	Mtu(kn.m)	Ac(m2)	Aad(cm2)	St(cm)	Amin(cm ²)	barres
Travée	1118,376	41,3562453	43,98	10	7,18	6HA20+8HA20
Appui	139,6341	53,0317348	53,41	10	7,18	6HA20+11HA20

- Armature de peau :

D'après le CBA (art A.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures, vue la hauteur de la section de notre poutre qui est importante.

$$A_p = 0,2\%(b * h) = 0,002 * 70 * 90 = 12,6\text{cm}^2$$

$$\text{soit: } A_p = 8\text{HA16} = 16,08\text{cm}^2$$

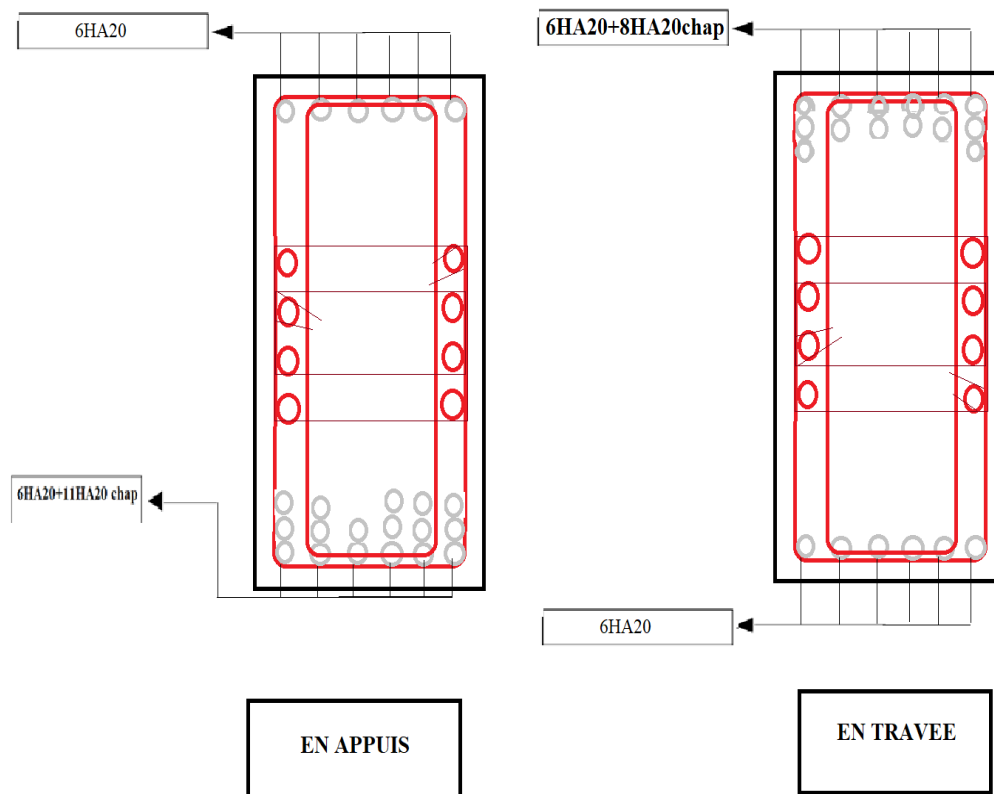


Figure VI.4 schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles et elles sont soumises à des forces axiale de traction.

• **Près dimensionnement (RPA99 art 10.1.1.b) :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99vs2003 sont :

-25 cm *30 cm : site de catégorie S2 et S3

-30 cm * 30 cm : site de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25*30) cm²

• **Ferraillage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Nt = \frac{N}{a} \geq 20 \quad RPA99 V2003 \text{ art } 10.1.1. b$$

Avec :

N : effort normal ultime de poteau le plus sollicité

a: coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

On a un site ferme S2 et une zone IIA → a = 15

$$ELS : Nt = \frac{1930,76}{15} = 128,71 \text{ kn} \quad ELU : Nt = \frac{2669,86}{15} = 177,99 \text{ KN}$$

$$ELS : As = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$ELU : As = 4,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% * b * h = 4,5 \text{ cm}^2$$

On choisit 6HA12 = 6,78 cm²

• **LES SCHEMA DE FERRAILLAGE :**

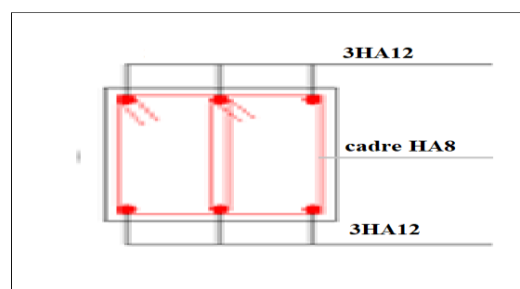


Figure VI.5 Schéma de ferraillage de la longrine

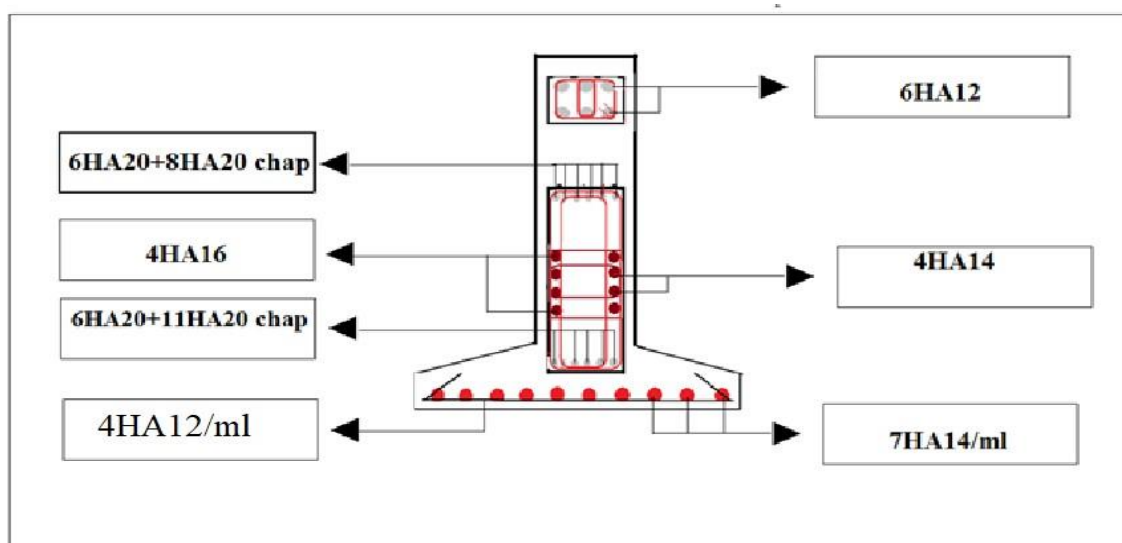


Figure VI.6 Schéma de ferraillage de la semelle filante et la poutre de rigidité

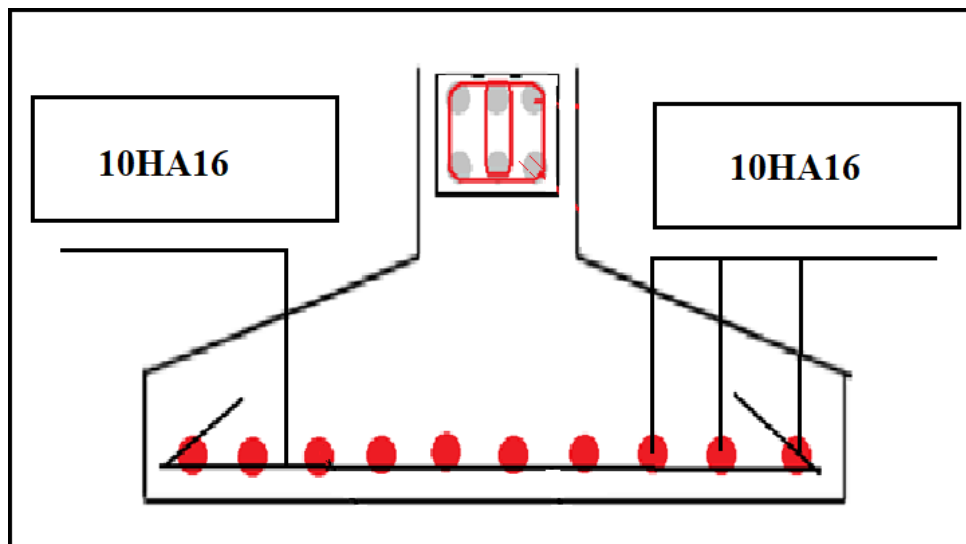


Figure VI.7 Schéma de ferrailage de la semelle isolée et la Longrine

Voile adossé :

Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile adossé contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.4$ m
- La longueur $L=5$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 26,5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 29,9^\circ$
- La cohésion $c=0.15 \text{ KN} / \text{m}^2$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

• La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 26,34KN / ml$$

• Surcharge accidentelle :

$$q = 55 KN / m^2$$

$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 18,5 KN/ml$$

Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU : $\sigma_{min} \sigma_{max}$

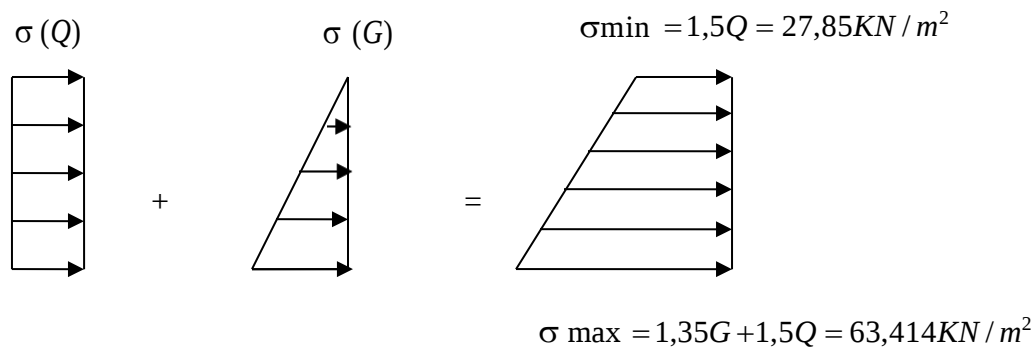


Figure. VI.8. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 54,52 KN / m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 44,91KN / ml$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 25,98KN / ml$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4 m \quad b = 100 cm$$

$$L_y = 5 m \quad e = 20cm$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,68 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,68 \leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0710 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases} \dots \dots \dots \text{voire l'annexe 2}$$

$$M_{0x} = 44,7 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = 18,02 \text{ kn.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 38,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 15,34 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 22,36 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Section des armatures du voile adossé.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	38,02	0,093	0,122	0.161	6,76	1.86	4HA12 = 4.52
	y-y	15,34	0.037	0.047	0.167	2,6	1.6	4HA10 = 3,14
Appui		22,36	0.054	0.07	0.166	3,89	1.86	5HA10 = 3.93

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x: S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } y: S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications : A

L'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,68 > 0,4$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$$

$$\rho_0 = 0,0008 \dots\dots\dots \text{pour Fe400}$$

$$A_x^{\min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$A_y^{min} = 1,6cm$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 4,34MPa$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{L^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

On a :

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{L^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_{ux} = 61,66 kn$$

$$V_{uy} = 101,67 kn$$

$$r_u = 0,56Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 4,34MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0767$$

$$\mu_y = 0.5584$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2$$

$$M_x = 39,8KN.m$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 22,2KN.m$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 33,9KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 18,9KN.m$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 19,94KN.m$$

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min \left(0.6 \times f_{ce}, 110 \sqrt{f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

• Contraintes dans le béton :

$$Y = 3.9 \text{ cm}$$

$$I = 12093 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = 11,01 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

• Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 549,9 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition Non vérifiée}$$

Donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}} ; \alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = 5,81 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0,36$

$$A_{st} = 11,1 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_t = 10 \text{ HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Schéma de ferrailage du voile adossé :

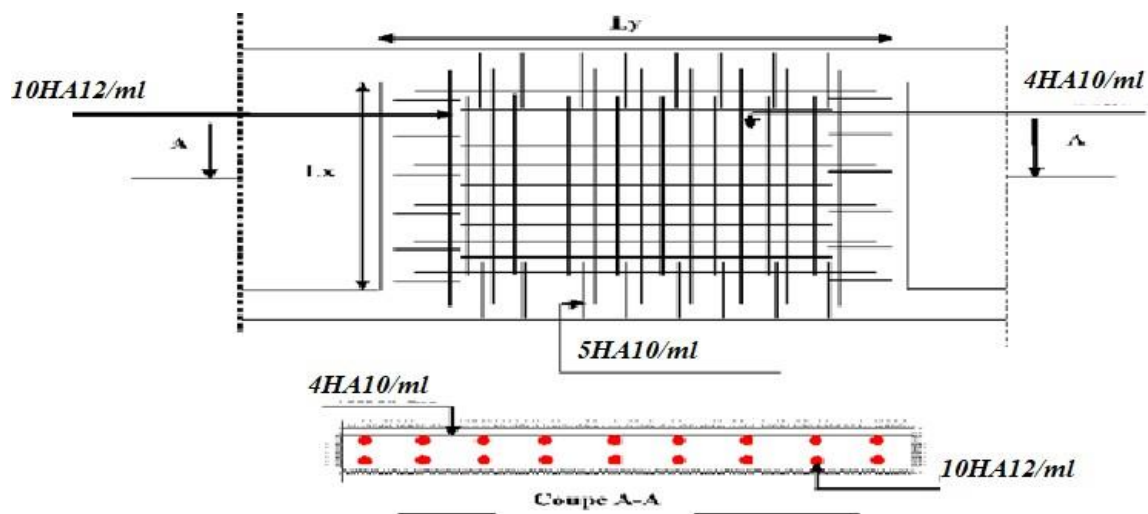


Figure. VI.9. Schéma de ferrailage de voile adossé.

Semelle filante sous voile :

On a choisi d'étudier le voile le plus sollicité.

Modèle de calcul : la semelle continue sous voile est supposée ne travailler que dans le sens transversal en flexion simple.

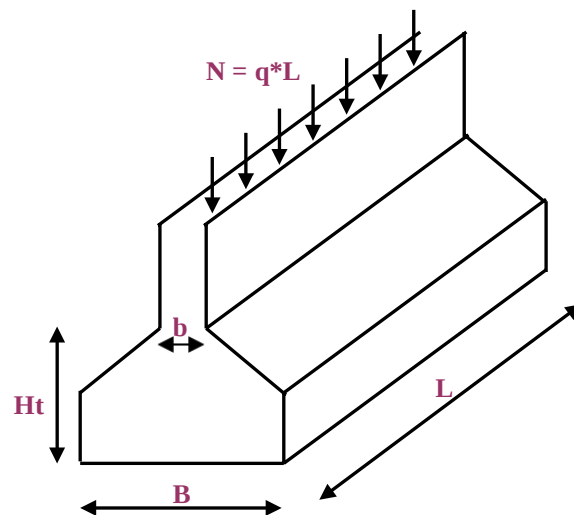


Figure. VI.10 Semelle filante sous mur

$M_u/ml = 5,61 \text{ kn/ml}$
 $M_s/ml = 3,24 \text{ kn/ml}$

$N_u/ml = 44,91 \text{ kn/ml}$
 $N_s/ml = 25,98 \text{ kn/ml}$

- Calcul de la largeur de la semelle {B} :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$B = 1,5m$ $h = 0,6m$

REMARQUE :

Le ferrailage de la semelle filante sous poteaux est suffisant pour le voile adossé.

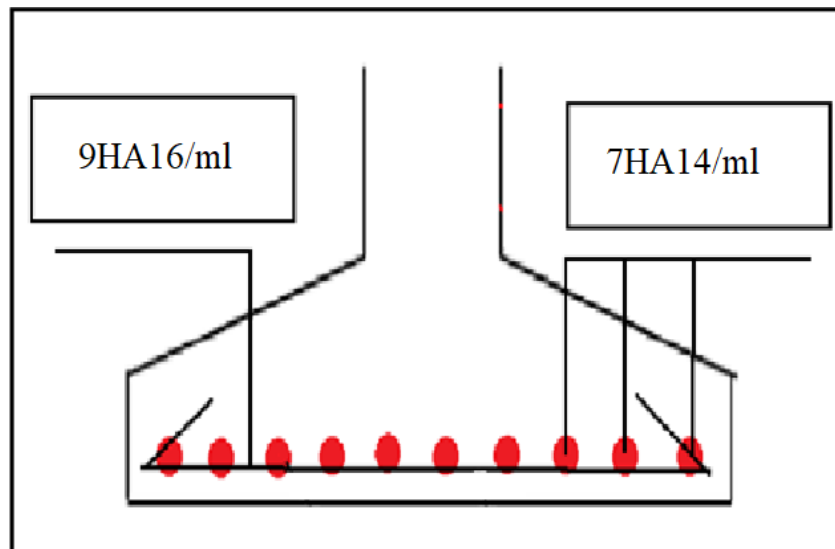


Figure. VI.10 Ferrailage de la semelle filante sous mur

CONCLUSION

Conclusion Générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ETABS pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.
- La bonne disposition des voiles.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, La semelle filante et isolée est les types de fondation les plus adéquats pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Bibliographie

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B. A93).
- ✓ DTR B.C.2.2, « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

Autres documents consultés :

- ✓ Note de cours.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ ETABS /Version 16
- ✓ SOCOTEC

ANNEXE

DOSSIER : ES24/LCQS2B/10/2022.

PROJET : REALISATION DE 85 LOGEMENTS PROMOTIONNELS AVEC COMMERCE, SERVICES
ET PARKING INTERGES A AIT MENDIL.

13 octobre 2022

VII-CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :

✓ En se basant sur les DTR BC 2.48, BC 2.331 et BC 2.32 ;
✓ En se basant sur l'essai SPT et l'essai Pressiométrique ;
✓ En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique ;
✓ En se basant sur les essais au laboratoire ;
✓ Et selon les recommandations du document DTU 13.12 relatif aux règles de calcul des fondations superficielles, on peut conclure sur ce qui suit :

1. Couche d'assise et profondeur d'encrage :

L'assiette réservée au projet comporte un sol ferme classé en site **S2**, nous vous recommandons un ancrage à partir de **2,00m** par rapport à la cote du terrain naturel.

Le sol formant la couche d'assise est une terrasse alluvionnaire constituée d'argile sableuse marron très compacte, grave, cailloux et blocs de forme subarrondie.

2. Données caractérisant la couche d'assise :

La contrainte de la couche d'assise recommandée est évaluée à **Q adm=2.5bars**, l'angle de frottement est de **$\phi = 29.9^\circ$** et la cohésion **C = 0.15bars**.

Les limites d'Atterberg reportées sur le diagramme de Casagrande, indiquent que la fraction fine est représentée par un sol argileux peu plastique.

La couche d'assise ne présente aucun risque d'agressivité pour les fondations obtenues, c'est pourquoi, nous vous recommandons la prise en compte des dispositions constructives adéquates pour la protection des aciers des ouvrages en béton (béton étanche, enrobage suffisant, adjuvants anti corrosion etc.....) afin de parvenir à la réalisation d'ouvrages durables.

Le tassement total obtenu, sous une fondation rigide carrée de (2.00x2.00) m subissant une surcharge de 6.15bars est de l'ordre de 0.12cm.

3. Recommandations :

Vu les résultats de l'étude de sol relatif au projet réalisation de 85 logements promotionnels avec commerces, services et parking intégrés à AIT MENDIL, nous vous recommandons des fondations superficielles tel que semelles isolées ou filantes, dimensionnées selon les données énumérées dans ce rapport et respectant au minimum la profondeur d'encrage de **2.00m**, par rapport à la cote du terrain naturel.

4. Remarques vis-à-vis des fondations :

La préparation du sol support des fondations devra respecter les points suivants :

1)- Purge des matériaux peu compacts et/ou détériorés par le passage des engins de chantier et/ou les intempéries. Des sur-profondeurs sont probables, tout approfondissement des remblais engendrera un approfondissement des fondations. La base des fondations reposera systématiquement sur un fond de fouille homogène.

2)- les gros blocs ou les arrêtes tranchantes de la roche en place émergents du fond de fouille sont à éliminer ou à casser en morceaux afin d'éviter un appui ponctuel de la fondation.

3)- une inspection du fond de fouille par le géotechnicien est vivement conseillée afin de vérifier et confirmer les conditions d'assise.

Lors des terrassements, s'il apparaissait des variations importantes du niveau toit sol fondation, il faut s'attendre à des adaptations locales (sur-profondeurs), reprises par purge et coulage de béton maigre.

Et des dispositions sont toutefois nécessaires pour préserver la stabilité du site, à savoir :

- Il est préférable d'éviter les terrassements en période pluviale.
- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;
- L'ouverture des fonds de fouilles implique la pose du **Bp** dans les meilleurs délais, car une couche d'assise imbibée d'eau est déstabilisée.
- Toute poche de remblais ou formations altérés, rencontrées lors des terrassements devra être purgée et remplacée par du grand béton.
- Utiliser un béton fabriqué dans les règles de l'art avec un dosage minimum de 400kg/m^3 , et nous recommandons la prise en compte des dispositions constructives adéquates pour la protection des aciers des ouvrages en béton enterré (béton étanche avec **hydrofuge**, enrobage suffisant, adjuvants anti corrosion etc.....) afin de parvenir à la réalisation d'ouvrages durables.

Le Responsable d'Essai



ANNEXE 3

I. Exposé de la méthode forfaitaire

I.1. Calcul des moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

- $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$: Moment isostatique d'une travée supposée indépendante.
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée.

I.1.2. Les moments en travées

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha); 1.05) \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.}$$

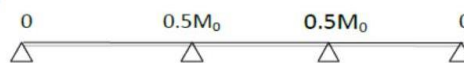
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

I.1.1. Les moments sur appuis

a. Cas d'une poutre continue à deux travées



b. Cas d'une poutre continue à trois travées



c. Cas d'une poutre continue à trois travées



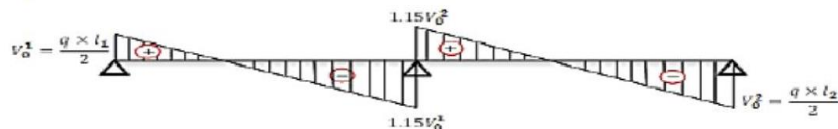
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) cependant le BAEL91 exige de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale à : $0.15 \times M_0$

M_0 : Moment isostatique de la travée de rive.

I.2. Calcul des efforts tranchants V_u

Dans le calcul des efforts tranchants aux appuis on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui a pour valeur $V = \frac{q \times l}{2}$ sauf les premiers appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre à deux travées.



10% pour une poutre à plusieurs travées.

