

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

MOULLA Djaafar

NOUAR Mahmoud

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+7+SOUS SOL
CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS
IMPLANTE A BOUIRA

Devant le jury composé de :

Mr : AMRANE Belaid

Mme : MOHAMADI Saddika

Mr : ABDELHAMID Abdelmalek

Mme : AIT AHMED Fatiha

MCB

MAA

MAA

MAA

UAMOB

UAMOB

UAMOB

UAMOB

Président

Encadreur

Examinateur

Examinatrice

Année Universitaire 2016/2017

Introduction générale

Introduction générale

Présentation du projet

Présentation du projet

**Pré dimensionnement
des éléments**

des éléments

Pré dimensionnement

**Etude des éléments
secondaires**

secondaires

Etude des éléments

Etude sismique et
dynamique

αλυσμίδης

Ετude σισμίδης ετ

**Ferraillage des
éléments structuraux**

ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

FERRAILLAGE DES

Chapitre

6

**Etude de
l'infrastructure**

l'infrastructure

Etude de

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Annexes

ANNEXES

Annexe01 :
Plan d'architecture

Plan d'architecture

ANNEXE01 :

Annexe02 :
Plan du ferrailage

Plan du ferrailage

ANNEXE02 :

Annexe03 :

Tableaux du ferrailage des
voiles

voiles

Tableaux du ferrailage des

ANNEXE03 :

Introduction générale :

La sismicité historique de l'Algérie montre que la grande partie du nord du pays, est située dans une zone exposée à des secousses sismiques d'intensité importantes, qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue. Il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'ait lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tous leurs savoir-faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique.

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique, et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité (IIa) comportant un sous-sol, un RDC et 07 étages, qu'est en cours de réalisation à la ville de Bouira. Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le 1^{er} chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le 2^{ème} chapitre présente le pré dimensionnement des éléments (tel que les planchers, les poutres, les poteaux, et les voiles), ainsi que l'évaluation de charges.
- Le 3^{ème} chapitre présente le ferrailage des éléments non structuraux (les planchers, l'acrotère, et les escaliers).
- Le 4^{ème} chapitre portera sur l'étude sismique et dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- Le 5^{ème} chapitre présente le calcul du ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par l'étude du voile périphérique.

I.1 Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude, est un bâtiment en R+7+SS, à usage d'habitation, commerce et services, ayant une forme irrégulière, implanté à la ville de Bouira, composé de :

- Un sous-sol destiné à être comme un dépôt de stockage.
- Un rez-de-chaussée, et un premier étage à usage commercial.
- Un deuxième étage à usage administratif.
- Cinq étages à usage d'habitation avec trois logements F3 par niveau.

I.1.1 Caractéristiques géométriques :

- Longueur en plan..... $Ly = 21.05$ m
- Largeur en plan..... $Lx = 19.15$ m
- Hauteur de sous-sol..... $h = 3.06$ m
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC} = 4.08$ m
- Hauteur des étages courants..... $h_{EC} = 3.06$ m
- Hauteur totale du bâtiment..... $H = 25.50$ m

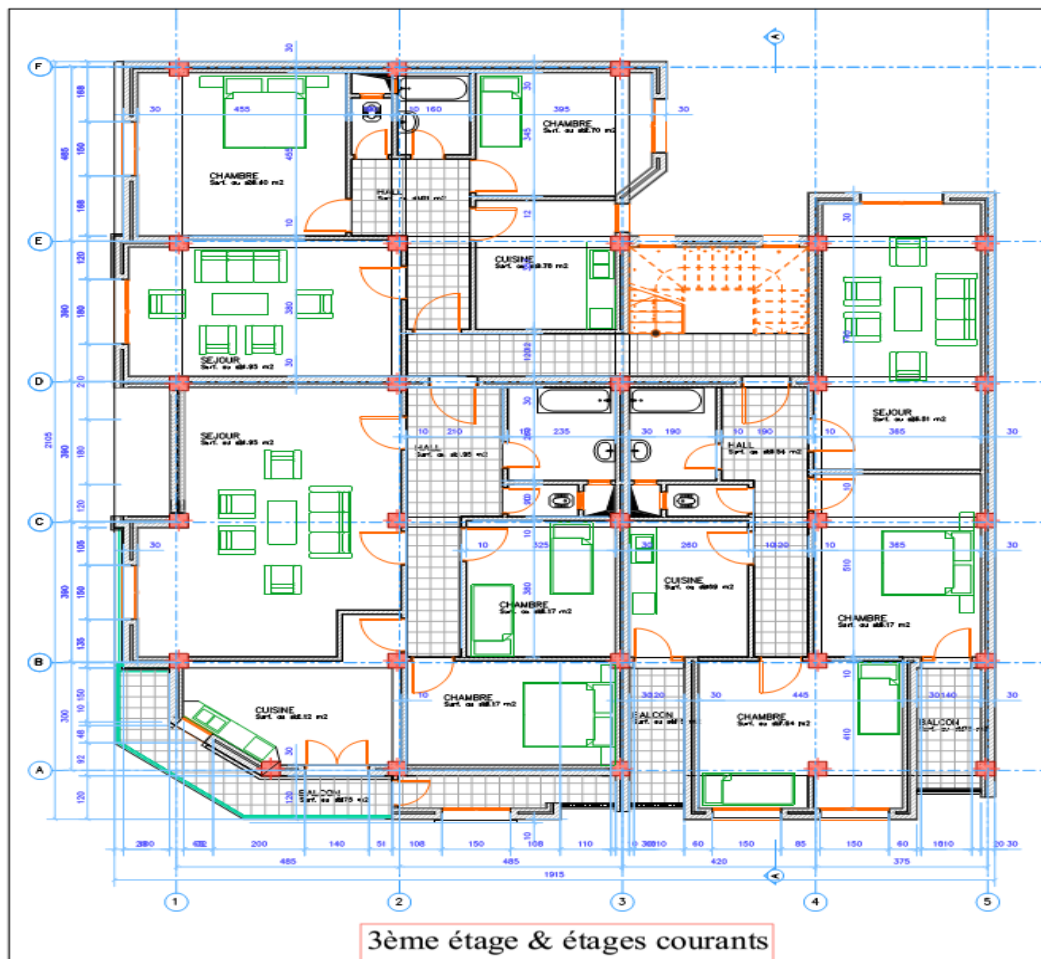


Figure I.1 : Vue en plan de la structure.

I.1.2 Données du site :

- Le bâtiment est implanté à la ville de Bouira, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (IIa).
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02).
- Le site est considéré comme ferme (S2)
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I.1.3 Choix du contreventement :

Le système de contreventement représente l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité de la structure vis-à-vis des forces horizontales.

L'ouvrage doit en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Notre structure est assurée par un système de contreventement par des voiles porteurs en béton armé.

I.2 Règlements et normes :

Les règlements utilisés sont : - RPA 99 /version 2003
- BAEL91/modifiés 99
- CBA 93
- DTR B.C.2.2

I.3 Etats Limites :

I.3.1 Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

I.3.2 Etat limite ultime (ELU) : (Art : A.4.3 BAEL91/99)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, et dont le dépassement de cette valeur entraîne la ruine de la construction, on distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.3.3 Etat limite de service (ELS) :

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'ait ruine, on distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.4 Actions et sollicitations de calcul :

I.4.1 Les Actions : (Art : A.3.1 CBA93)

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

a) Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

b) Les Actions Variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).

c) Les Actions Accidentelles :

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible, par exemple :

- Séismes.
- Explosions.
- Chocs.

I.4.2 Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

a) Combinaison d'actions à l'ELU : (Art : A.3.3.2 CBA93)**➤ Combinaisons fondamentales :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1.3\psi_{oi} Q_i$$

ψ_{oi} : Coefficient de pondération ($\psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant)

➤ Combinaisons accidentelles :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{1i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'EL S : (Art : A.3.3.3 CBA93)

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{oi} Q_i \quad ;$$

Avec :

$\psi_{oi} = 0.6$ pour l'effet de la température.

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : (Art : 5.2 RPA99/2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables :} \\ \text{Situations accidentelles :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ G+Q \pm E \\ G+ Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

I.5 Les matériaux :**I.5.1 Béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats), avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage, et éventuellement des adjuvants.

I.5.1.1 Les constituants du béton :

- **Le Ciment :**

C'est un matériau généralement composé d'argile et du calcaire, il est pour rôle de lier les différents constituants du béton entre eux, et qui confère également au béton certaines caractéristiques essentielles telle que la résistance.

- **Les Granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches, ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant du concassage des roches.

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

- **Les Adjuvants :**

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dans le but d'améliorer certaines propriétés, on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et les retardateurs de prise.

I.5.1.2 Dosage des constituants :

Pour 1 m^3 du béton courant, et une résistance à la compression $f_{c28} = 25\text{ MPa}$, on prend les dosages suivants :

350 Kg/m³.....de ciment
 174 Kg/m³.....de sable
 366 Kg/m³.....de gravier
 140 Kg/m³.....d'eau de gâchage

I.5.1.3 Caractéristiques mécaniques :

I.5.1.3.1 Résistance à la compression : (Art : A.2.1.11 BAEL91/99)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques, de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour :

$$j > 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = f_{c28}$$

$$j < 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$$

On a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement)

I.5.1.3.2 Résistance à la traction : (Art : A.2.1.1.2 CBA 93)

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours, notée f_{ij} est donnée par :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas : $f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.3.3 Module de déformation longitudinale : (Art : A.2.1.21 BAEL91/99)

a) A court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

f_{cj} (Exprimée en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à "j" jours.

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

b) A long terme :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas : $E_{vj} = 10818,9 \text{ MPa}$

I.5.1.3.4 le Coefficient de Poisson : (Art : A.2.1.3 BAEL91/99)

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

longitudinale : $\nu = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L}$

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I.5.1.3.5 Le module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \Rightarrow G = 0,42 \times E_{ij}$$

I.5.1.3.6 Contraintes limites du béton :

a) A l'Etat Limite Ultime (ELU) :

- **Contrainte de compression** ($\bar{\sigma}_{bc}$): (**Art : A.4.3,41 BAEL91/99**)

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa] ; avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

* $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.

* $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

* $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24 heures d'où :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; situation durable}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21,73 \text{ MPa ; situation accidentelle.}$$

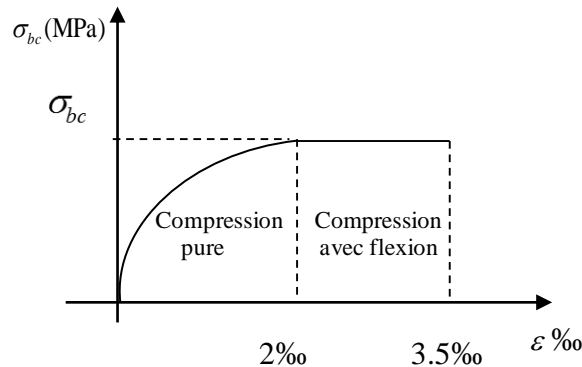


Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation (parabole-rectangle).

$$\text{Pour : } 0 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$\text{Pour : } 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{\text{Adm}}$

$$\tau_{\text{Adm}} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{\text{Adm}} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Pour notre cas on a $f_{c28}=25$ MPa donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{\text{Adm}} = 2.5\text{MPa} \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

b) A l'Etat Limite de Service (ELS) :

- **La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$):**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

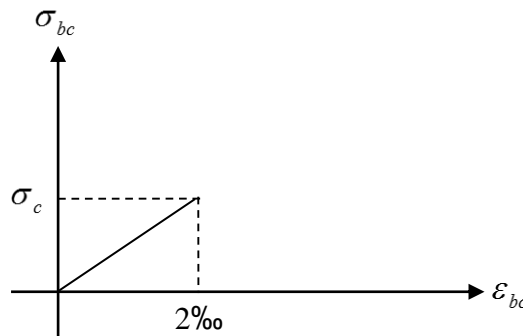


Figure I.3 : Diagramme contrainte–déformation.

I.5.2 Les Aciers :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés :**

Les treillis soudés sont formés par l'assemblage de barres ou de fils lisses, ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses :**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

- **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.5.2.1 Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés (TS)	FeE500	500	550	8

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %. (**Art : 7.2.2 du RPA99/2003**)

- **Nuances d'aciers utilisés :**

-Longitudinales: On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.

-Transversales : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE235, de limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.

-Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 5mm.

I.5.2.2. Contrainte de calcul aux états limites :

a) A l'Etat Limite Ultime (ELU) :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ; tel que :

$$\left[\begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \rightarrow \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 & \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200 000 MPa.

Pour notre cas :

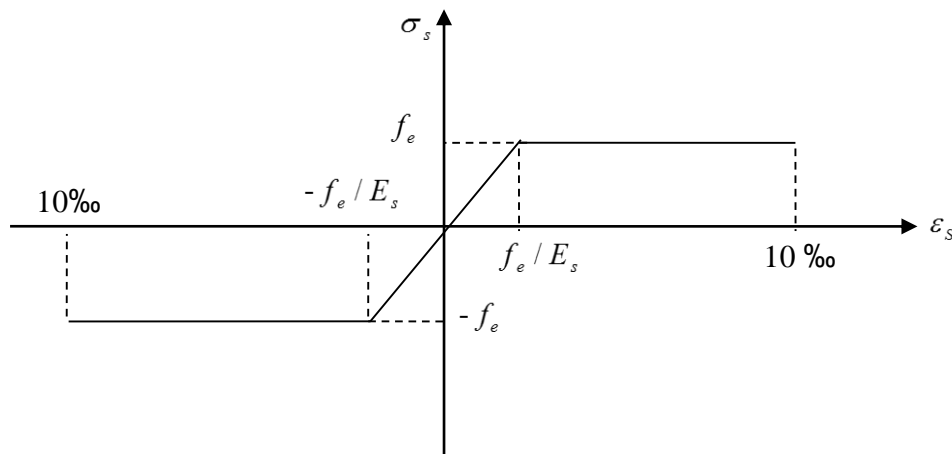
$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$


Figure I.4 : Diagramme contrainte - déformation.

b) A L'Etat Limite de Service (ELS) : (Art : A.4.5.3 BAEL91/99)

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 imposée par l'ELU.

▪ Fissuration préjudiciable :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

▪ Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

I.5.2.3 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 :

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 destinées aux ouvrages en contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

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

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

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

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments. Ces dimensions sont choisies selon les prescriptions techniques du RPA99/version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après les vérifications dans la phase du dimensionnement, notamment vis-à-vis du séisme.

II.2 Prédimensionnement des éléments :

II.2.1 Les planchers :

II.2.1.1 Les planchers en corps creux :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- 1^{ère} Condition : La résistance à la flexion $h \geq \min (L_{x_{\max}} ; L_{y_{\max}}) / 22.5$
- 2^{ème} Condition : Résistance à l'incendie (2h de coupe-feu) : $h = 11 \text{ cm}$
- 3^{ème} Condition : Isolation phonique : $h = 16 \text{ cm}$

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

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

L : Longueur de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 485 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{485}{22.5} = 21.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de : h= 24 cm

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

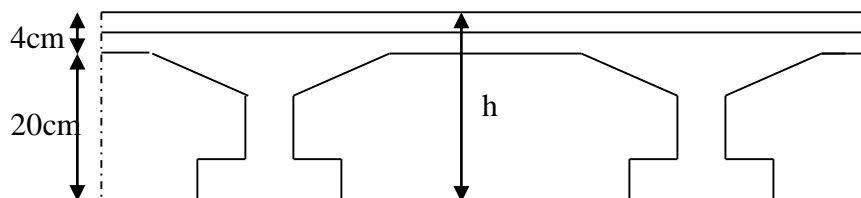


Figure II.1 : Coupe transversale du plancher en corps creux.

II.2.2 les poutres :**II.2.2.1 poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles ; selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant les conditions suivantes :

$$1) \quad L/15 \leq h \leq L/10$$

h : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nu d'appuis.

D'où :

$$L = 485\text{cm} \Rightarrow 32.33\text{cm} \leq h \leq 48.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$2) \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

b : largeur de la poutre.

$$\Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

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

On prend : $b=30\text{cm}$; $h=45\text{cm}$

II.2.2.2 les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de la flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

D'où:

$$L=485\text{cm} \Rightarrow 32.33\text{cm} \leq h \leq 48.5\text{cm} ; 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend : $b=30\text{cm}$; $h=45\text{cm}$

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

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V} \quad (\text{Art :7.5.1 RPA99/2003})$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow \text{C.V}$

II.2.3 Les poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suit :

On a : $h = 24\text{ cm}$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h = (9.6 \text{ à } 14.4) \Rightarrow b_0 = 10\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55$ cm).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 300$ cm).

$$b_1 \leq \text{Min}\left(\frac{55}{2}; \frac{300}{10}\right)$$

On adopte: $b_1 = 27.5$ cm

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65$ cm

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

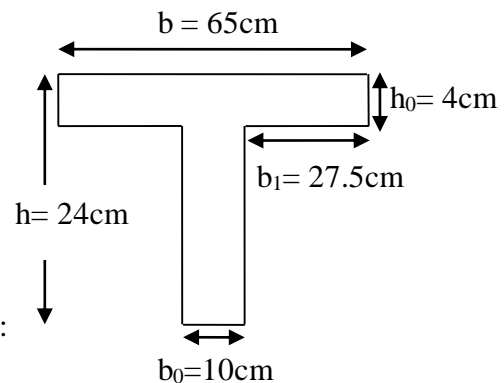


Figure II.2 : Schéma de la poutrelle.

II.2.4 Les poteaux :

Le prédimensionnement de la section transversale des poteaux, sera établi à partir de l'équation donnée par le CBA93, sous vérification des conditions exigées par le RPA :

II.2.4.1 Calcul des surfaces qui reviennent à chaque poteau :

Dans le but de savoir le poteau le plus sollicité, on passe par le calcul des surfaces offertes à chaque poteau :

Tableau II.1 : Surfaces revenantes à chaque poteau.

Poteau central	Surface [m ²]	Surface majorée [m ²]	Poteau de rive	Surface [m ²]	Poteau d'angle	Surface [m ²]
B-3	16.73	19.24	A-3	10.71	A-2	6.23
B-4	15.61	17.95	A-4	12.67	A-6	5.34
B-5	13.71	15.77	A-5	11.33	B-1	13.02
C-3	18.92	21.78	B-6	6.47	E-4	17.13
C-4	17.65	20.30	C-1	15.31	E-6	6.19
C-5	15.50	17.83	C-6	7.31	F-1	9.15
D-3	18.92	21.78	D-1	14.72	F-4	8.31
D-4	17.65	20.30	D-6	7.31	/	/
D-5	15.50	17.83	E-1	15.51	/	/
E-3	21.22	24.40	E-5	10.28	/	/
/	/	/	F-3	11.76	/	/

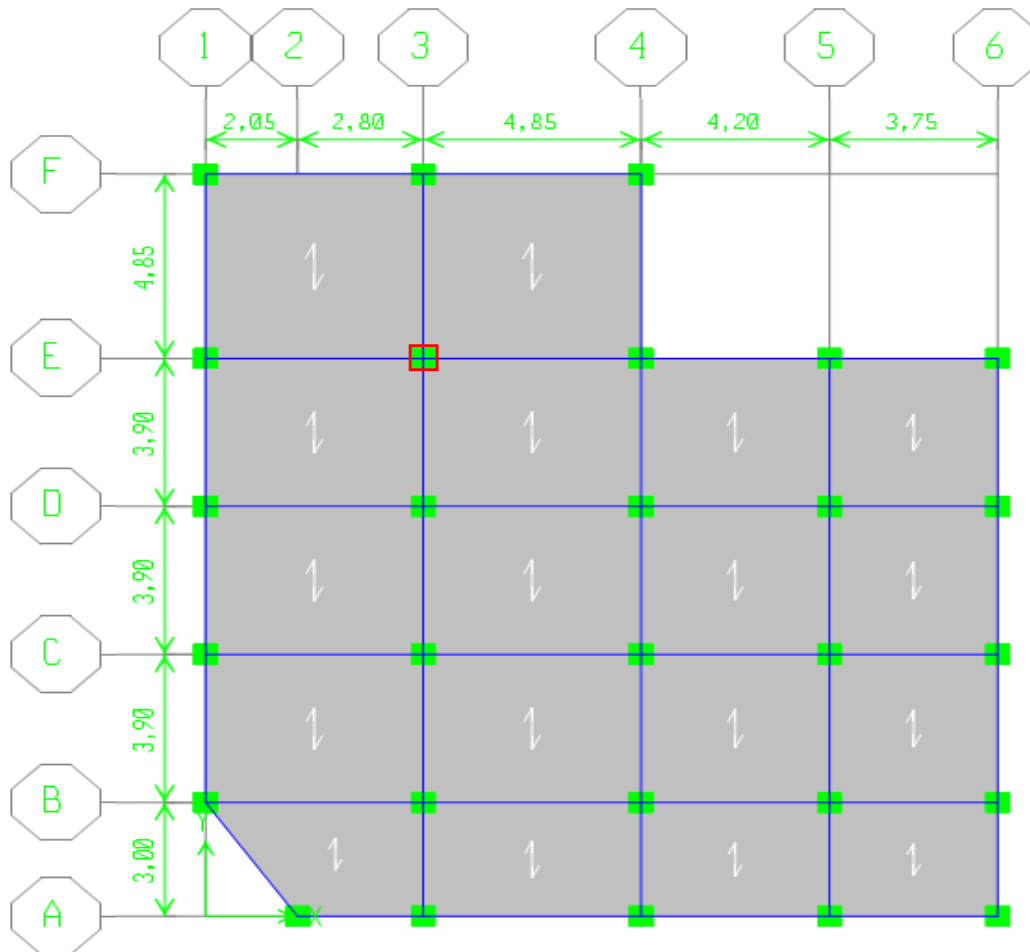


Figure II.3 : Plan de repérage des poteaux.

Donc :

Le poteau le plus sollicité est (E-3) à une surface : $S_{\text{maj}} = 24.40 \text{ m}^2$

Comme il est recommandé par le RPA que les poteaux aient la même section pour chaque niveau, donc on dimensionne tous les poteaux par cette section (S_{maj}).

II.2.4.2 Calcul de la section réduite des poteaux :

$$B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot Nu}{\theta \cdot f_{bu} \frac{1}{0.9} + 0.85 f_{ed} \frac{1}{100}} \Rightarrow B_r = 0.64 Nu$$

Tel que :

$$B_r : \text{section réduite du poteau (cm}^2) \Rightarrow B_r = (a-0.02)(b-0.02)$$

$$K : \text{dépend de la reprise du béton} \Rightarrow k=1 \text{ (pas de reprise du béton)}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \text{Cas durable}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

θ : Coefficient d'application. $\Rightarrow \theta = 1$

β : la correction qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \dots\dots\dots \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \dots\dots\dots 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement) $\Rightarrow \beta = 1.2$

On prend des poteaux carrés d'arrêtes égales à (a), tel que : $B_r = (a + 0.02)^2$

« B_r » majorée par 20 % pour tenir compte de l'effet du séisme (cas des zones de moyenne ou de forte sismicité), alors : $a = \sqrt{1.2B_r} + 0.02$

Ce qui conduit aux résultats suivants :

Tableau II.2 : Résultats de calcul de B_r .

Niveau	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]	G _{maj} [kN/m ²]	Q _{min} [kN/m ²]	N _u [kN/m ²]	N _{u cum} [kN/m ²]	N _{u cum} X S [kN]	B _{r maj} [cm ²]	S _{Adop} [cm ²]
Terrasse	6.36	1	7.00	1	10.95	/	/	/	/
7	5.56	1.5	6.12	1.50	10.51	10.95	267.18	205.20	35x35
6	5.56	1.5	6.12	1.35	10.29	21.46	523.62	402.14	40x40
5	5.56	1.5	6.12	1.20	10.06	31.75	774.70	594.97	40x40
4	5.56	1.5	6.12	1.05	9.84	41.81	1020.16	783.49	45x45
3	5.56	1.5	6.12	0.90	9.61	51.65	1260.26	967.88	45x45
2	5.56	2.5	6.12	1.25	10.24	61.26	1494.74	1147.96	50x50
1	5.56	2.5	6.12	1.25	10.24	71.50	1744.60	1339.85	50x50
RDC	5.56	2.5	6.12	1.25	10.24	81.74	1994.46	1531.74	55x55
S/SOL	/	/	/	/	/	91.98	2244.31	1723.63	55x55

Remarques :

1/ On a majoré la charge permanente « G » par 10% pour tenir compte du poids propre des poteaux et des poutres.

2/ Pour les charges surfaciques permanentes et d'exploitation, voir le tableau de la descente de charges.

✓ **Vérification vis-à-vis du RPA :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone II_a on a : (**Art :7.4.1 RPA 99/2003**)

a. $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

b. $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{C.V}$

c. $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

Donc on adopte des poteaux de section :

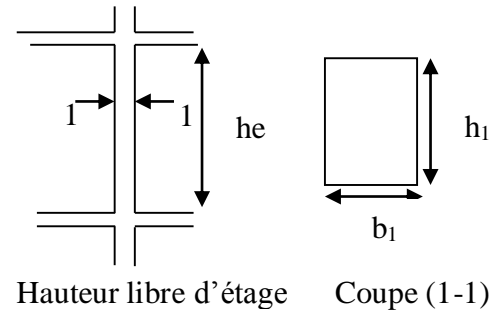


Figure II.4 : Dimensions du poteau.

Tableau II.3 : Sections des poteaux.

ETAGES	S/SOL - RDC	1-2	3-4	5-6	7
Poteaux (cm ²)	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35

II.2.5 Les voiles :

L'article 7.7.1 RPA99/2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage :

• $e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$

e : Epaisseur du voile.

h_e : la hauteur libre d'étage.

RDC : $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{384}{20} = 19.2 \text{ cm}$

Etages courants : $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{282}{20} = 14.1 \text{ cm}$

$\Rightarrow e \geq \text{Max}(14.1 ; 19.2)$

On prend alors : $\Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

II.2.6 Les escaliers :

II.2.6.1 Epaisseur de la paillasse :

La paillasse est considérée comme une dalle pleine, sur 2 appuis simples, inclinée d'épaisseur « e » tel que :

- $L/30 \leq e \leq L/20$

La longueur développée est : $L = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée.

l_p : longueur du palier.

$$L = \sqrt{1.20^2 + 1.53^2} + 1.2 = 3.14m$$

$$\Rightarrow \frac{314}{30} \leq e \leq \frac{314}{20} \Rightarrow 10.47cm \leq e \leq 15.7cm$$

- $e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend :

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

II.2.6.1: Dimensions des marches :

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

Blondel qui est donnée par :

$$58cm \leq g + 2 \times h \leq 64cm$$

D'où :

h :Hauteur de la contre marche ; g :Giron

Avec : $16.5cm \leq h \leq 17.5cm$

$$24cm \leq g \leq 30cm$$

On prend : $\Rightarrow h=17 \text{ cm} \Rightarrow g =30 \text{ cm}$

1/ Calcul du nombre de marches (n) du RDC :

$$n = H/h \Rightarrow n=408/17=24 \text{ marches}$$

2/ Calcul du nombre de marches d'étage courant :

$$n = H/h \Rightarrow n=306/17=18 \text{ marches}$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1 Les planchers :

II.3.1.1Plancher : terrasse inaccessible :

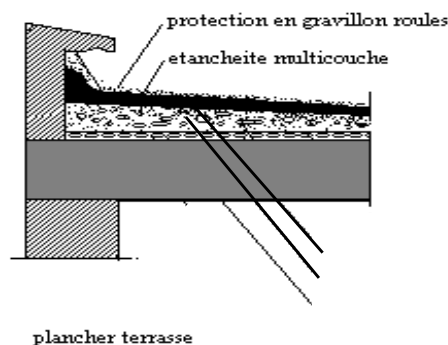


Figure II.6 : Schéma de la terrasse inaccessible.

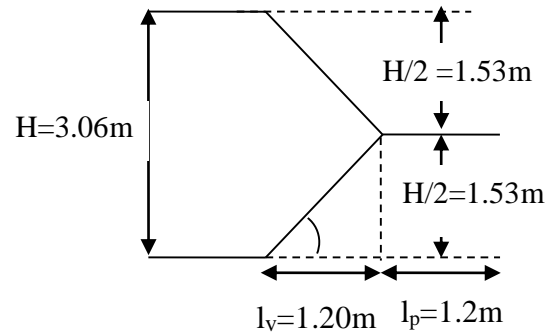


Figure II.5 : Schéma de l'escalier d'étage courant

Tableau II.4 : Charges et surcharges de la terrasse inaccessible

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	" γ " [KN/m ³]	G [KN/m ²]
Gravillon de protection	0.05	20	1
Etanchéité multicouches	0.02	12	0.24
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente en béton	0.08	22	1.76
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Plancher en corps creux	0.24	/	3.2
G_{tot}		6.36	
Q		1	

II.3.1.2 Plancher : étage courant (usage d'habitation)

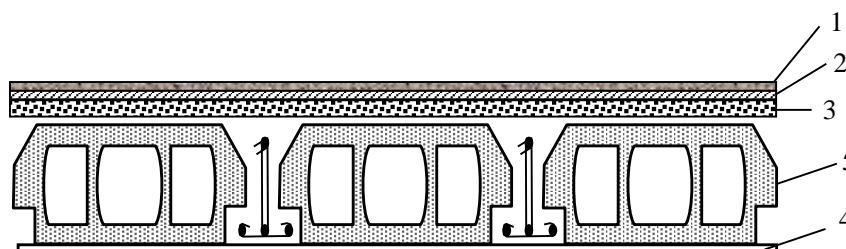


Figure II.7 : Schéma du plancher de l'étage courant.

Tableau II.5 : Charges et surcharges du plancher de l'étage courant (habitation)

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	" γ " [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1) Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2) Mortier de pose	0.02	20	0.40
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
5) Plancher en corps creux	0.24	/	3.20
Cloison de séparation	/	/	1
G_{tot}		5.56	
Q		1.5	

II.3.1.3 Plancher : étage à usage commercial/bureau

Tableau II.6 : Charges et surcharges du plancher d'étage commercial / bureau.

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	" γ " [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1) Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2) Mortier de pose	0.02	20	0.40
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Plancher en corps creux	0.24	/	3.20
Cloison de séparation	/	/	1
G_{tot}	5.56		
Q	2.5		

II.3.2 Balcon :

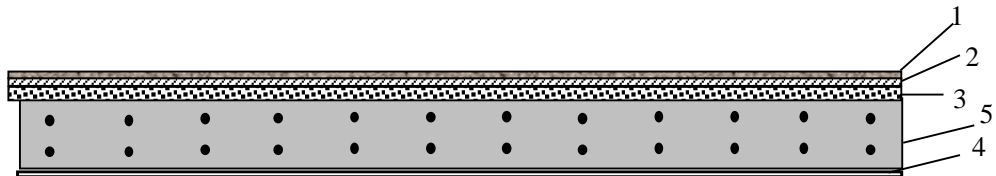


Figure II.8 : Schéma de la dalle pleine.

Tableau II.7 : Charges et surcharges du balcon.

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	" γ " [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1) Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2) Mortier de pose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Enduit en ciment	0.02	20	0.4
5) Dalle pleine	0.15	25	3.75
Cloison de séparation	/	/	1
G_{tot}	6.31		
Q	3.5		

II.3.3 Murs :

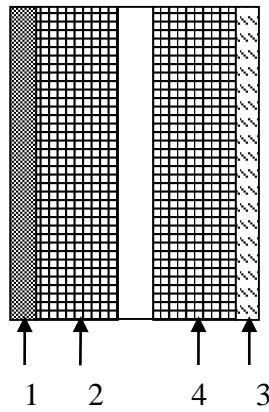


Figure II.9 : Schéma de la cloison extérieure

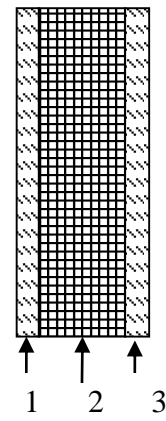


Figure II.10 : Schéma de la cloison intérieure

II.3.3.1 Mur intérieur :

Tableau II.8 : Charges et surcharges de mur intérieur.

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	"γ" [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2) Brique creuse	0.10	9	0.9
3) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot}	1.3		

II.3.3.2 Mur extérieur :

Tableau II.9 : Charges et surcharges de mur extérieur.

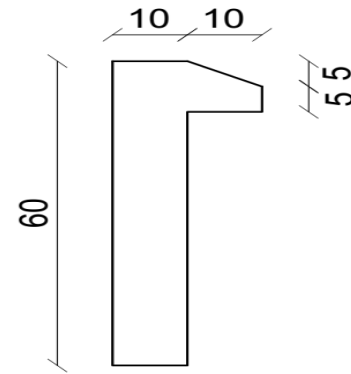
Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	"γ" [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1) Enduit en ciment	0.02	20	0.4
2) Brique creuse	0.10	9	0.9
3) Brique creuse	0.10	9	0.9
4) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot}	2.40		

II.3.4 L'acrotère:

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.69 \text{ KN/ml}$$

G_{tot}	1.69 KN/ml
------------------------	------------

**II.3.5 Les escaliers :****Figure II.11:** Dimensions de l'acrotère.**II.3.4.1 Palier :****Tableau II.10 :** Charges et surcharges du palier

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	"γ" [KN/m ³]	G [KN/m ²]
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	17	0.34
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Palier	0.15	25	3.75
G_{tot}	5.13		
Q	2.5		

II.3.4.2 Volée :**Tableau II.11 :** Charges et surcharges de la volée.

Poids volumique (KN/m ²)	e [m]	"γ" [KN/m ³]	G [KN/m ²]
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	20	0.4
Marche	0.17/2	25	2.13
Paillasse	0.15	25	3.75
G_{tot}	7.12		
Q	2.5		

II.4 La loi de dégression :**(Art :6.3 DTR B.C 2.2)**

La loi de dégression est comme suit :

Terrasse : Q_0 Etage 7 : $Q_0 + Q_1$ Etage 6 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1$ Etage 5 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1$ Etage 4 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1$ Etage 3 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1$ Etage 2 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2$ Etage 1 : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2$ RDC : $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2 + 0.5Q_2$

Telle que :

 Q_0 : Surcharge de la terrasse Q_1 : surcharge d'étage à usage d'habitation Q_2 : surcharge d'étage à usage commercial/service.

III.1 Etude des planchers :

Les planchers sont des panneaux horizontaux, réalisés en béton armé avec des corps creux, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

- ✓ **La résistance** : supportent son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettent les charges latérales aux éléments porteurs.
- ✓ **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre cas les planchers à rencontrer sont des planchers à corps creux, qui sont constitués de corps creux (hourdis), et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.

III.1.1 Les charges et les surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher d'étage d'habitation : $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher d'étage commercial : $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

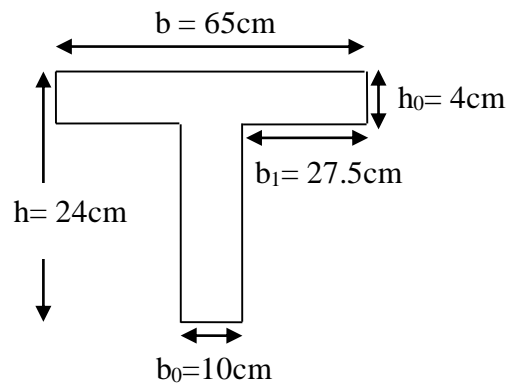


Figure III.1 : Schéma de la poutrelle.

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1 : Evaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison des charges	
				qu (KN/m)	qs (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.36	1	0.65	6.56	4.78
Etage d'habitation	5.56	1.5	0.65	6.34	4.59
Etage commercial	5.56	2.5	0.65	7.32	5.24

D'où :

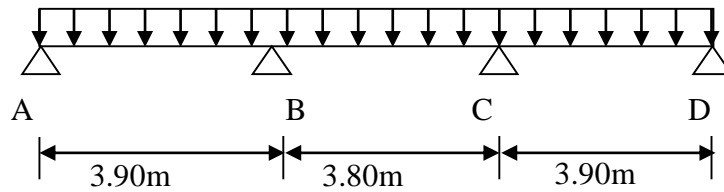
$$q_u = (1.35G + 1.5Q) b \quad \Rightarrow \text{A L'ELU}$$

$$q_s = (G + Q) b \quad \Rightarrow \text{A L'ELS}$$

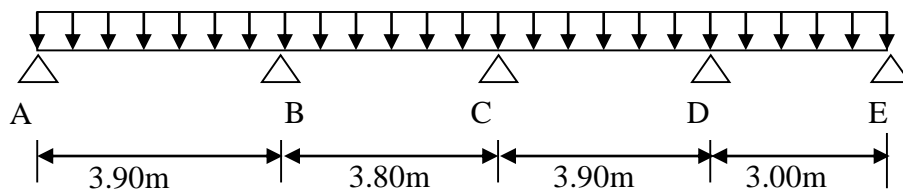
III.1.3 Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet, on a trois types de poutrelles :

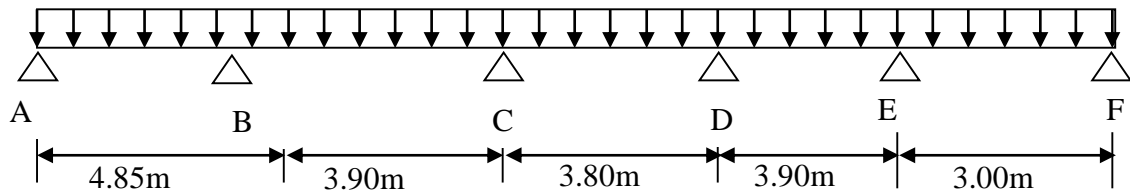
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



III.1.4 Méthode de calcul des sollicitations :

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

III.1.4.1 Méthode forfaitaire :**1/ Principe de la méthode forfaitaire :**

Applicable pour :

- Des charges telle que $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Une inertie constante sur les différentes travées.
- Des portées ayant un rapport compris entre 0.8 et 1.25 tel que :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

- Une fissuration non préjudiciable.

2/ Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q .

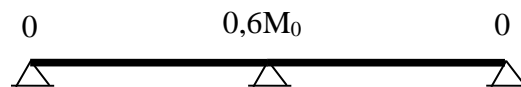
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

- o **Moment sur appuis :**

- **Appuis de rive :** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$.

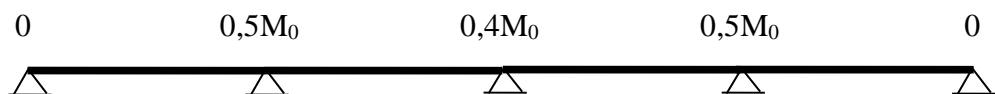
- **Appuis intermédiaires :**

Poutres à deux travées :



Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$

- **Poutres à plus de deux travées :**



Ces moments sont de l'ordre de : $(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
 $(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

- o **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \cdot M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

o **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

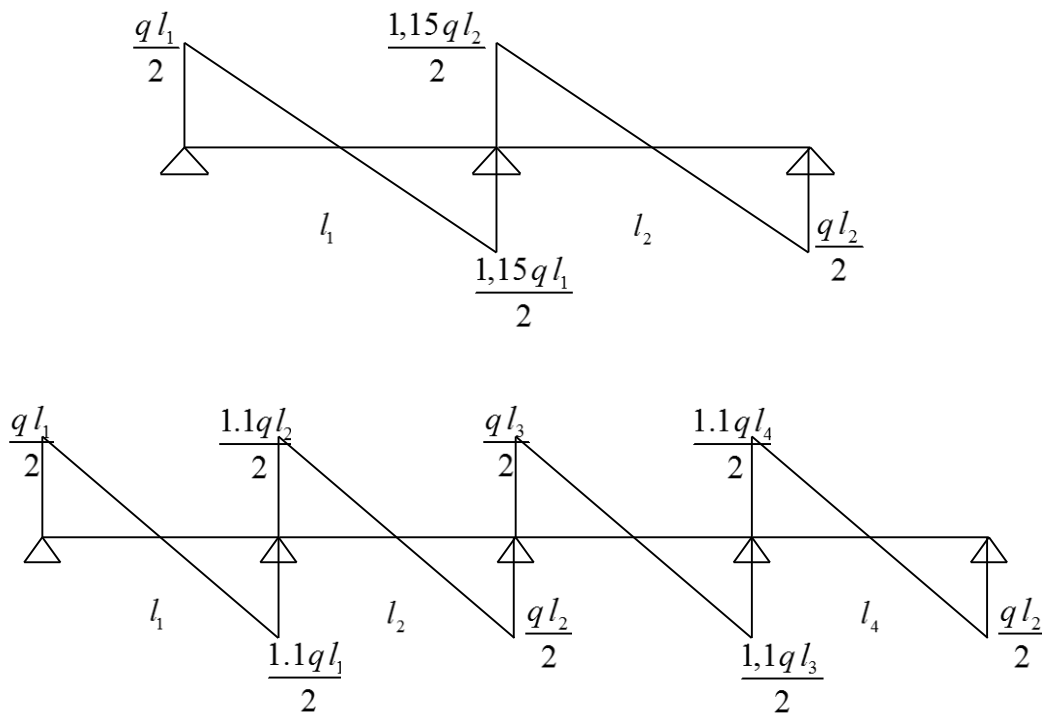


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.

3/ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$\bullet Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

$$\bullet \text{Les sections sont constantes sur toutes les travées} \Rightarrow \text{Moment constant} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

• Les rapports entre deux travées successives ne satisfont pas la condition :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow \boxed{\text{C.N.V}}$$

⇒ Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas.

III.1.4.2 Méthode de CAQUOT :**1/ Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

2/ Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

○ **Moment en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

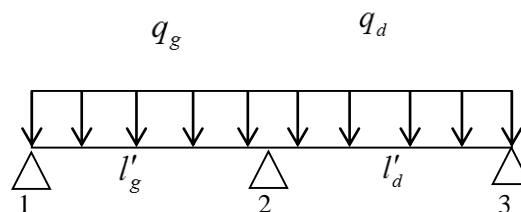


Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle.

M_2 : Moment à l'appui 2

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l \Rightarrow$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l \Rightarrow$ Pour une travée de rive.

Moment en travée :

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec : M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$: Moment isostatique.

Effort tranchant :

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2l}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

Position ou l'effort tranchant est nul $\Rightarrow x_0 = -\frac{V_g}{q}$

Moment en travée $\Rightarrow M_t = M_g - V_g \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$

\Rightarrow Puisque les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites

($l_i/l_{i+1} = 3.90/3.00 = 1.3 > 1.25$) donc on applique la méthode de Caquot.

III.1.5 Etude des poutrelles :

Le tableau suivant résume tous les résultats des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles, calculés par la méthode de CAQUOT :

Tableau III.2 : Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles.

Niveau	Type de poutrelle	Moments en appuis M_A (KN .m)		Efforts tranchants V_x (KN)		X (m)	Moments en travée M_t (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS		ELU	ELS
Terrasse Inaccessible	02	-9.86	-7.18	15.32	11.16	1.52	8.02	5.85
	03	-13.98	-10.19	18.79	13.69	1.98	12.92	9.42
Etage d'habitation	02	-9.53	-6.90	14.80	10.72	1.56	7.76	5.62
	03	-13.52	-9.79	18.16	13.15	1.98	12.48	9.04
Etage commercial	01	-11.00	-7.88	17.09	12.24	1.56	8.95	6.42
	02	-11.00	-7.88	19.68	12.24	1.20	8.96	6.42
	03	-15.61	-11.17	20.97	15.01	1.98	14.42	10.32

➤ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU :**

Les diagrammes suivants sont obtenus à partir des poutrelles les plus sollicitées (type 03) à chaque type d'usage.

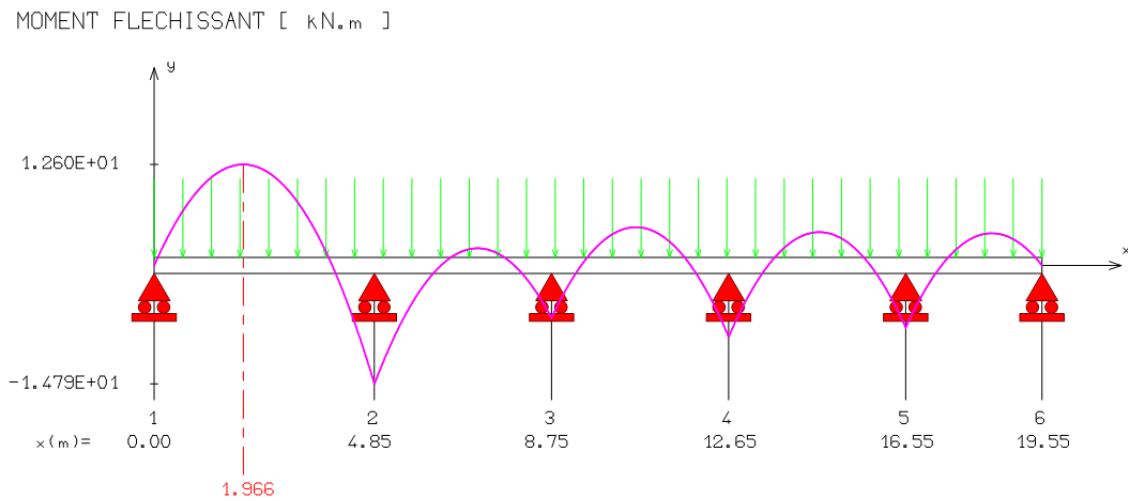


Figure III.4 : Diagramme des moments "Poutrelle Terrasse".

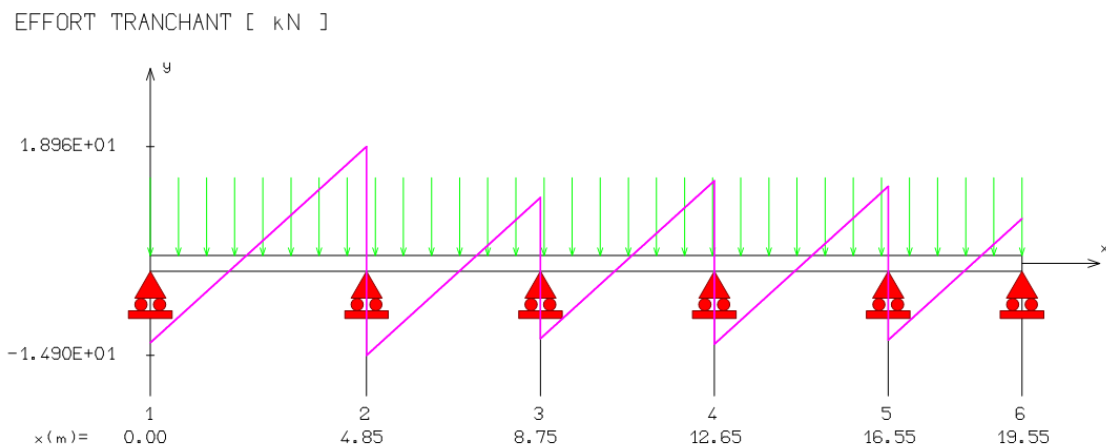


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants "Poutrelle Terrasse".

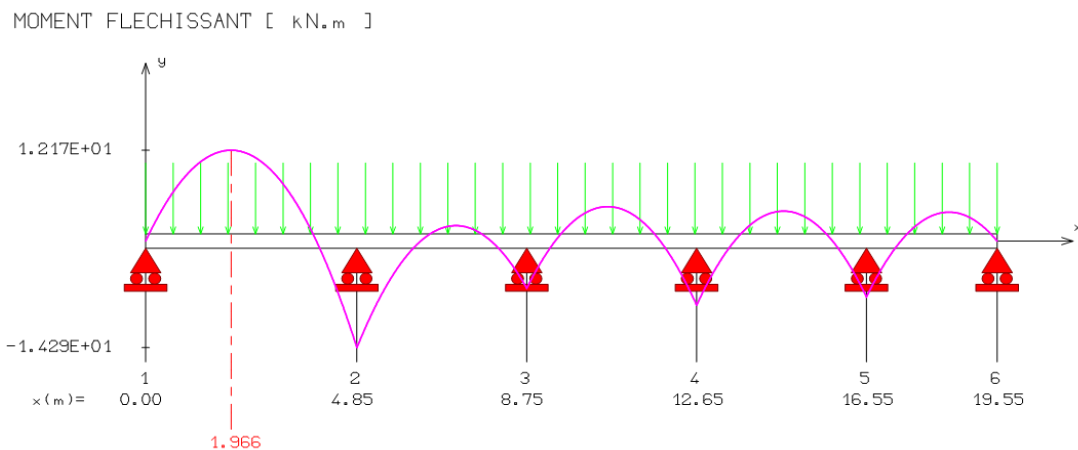


Figure III.6 : Diagramme des moments "Poutrelle étage d'habitation".

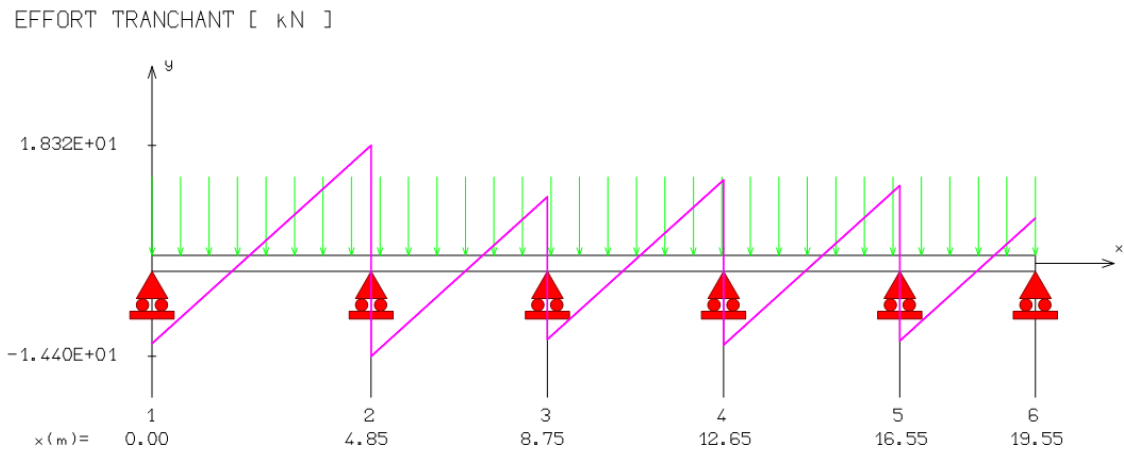


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants "Poutrelle étage d'habitation".

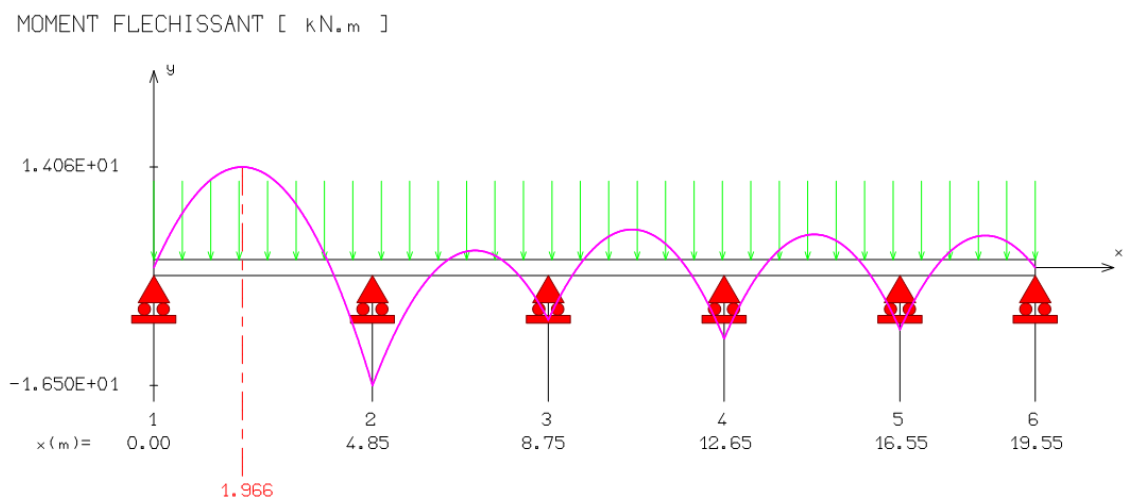


Figure III.8 : Diagramme des moments "Poutrelle d'étage commercial".

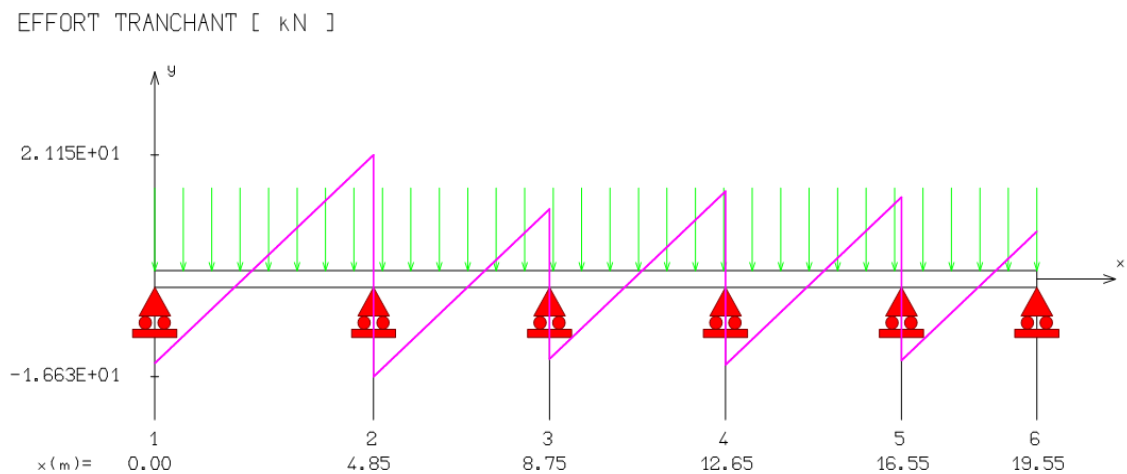


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants "Poutrelle d'étage commercial".

✓ Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS :

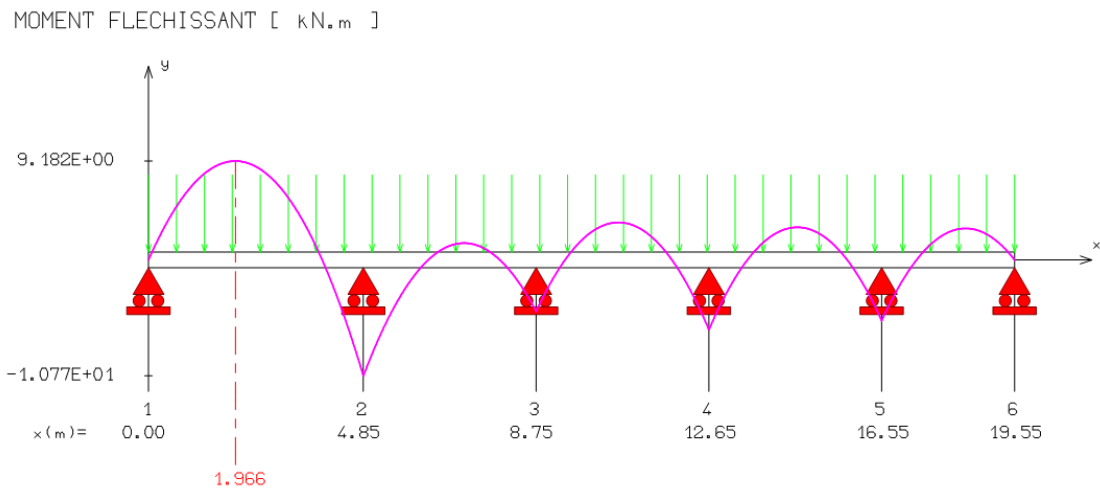


Figure III.10 : Diagramme des moments "Poutrelle terrasse".

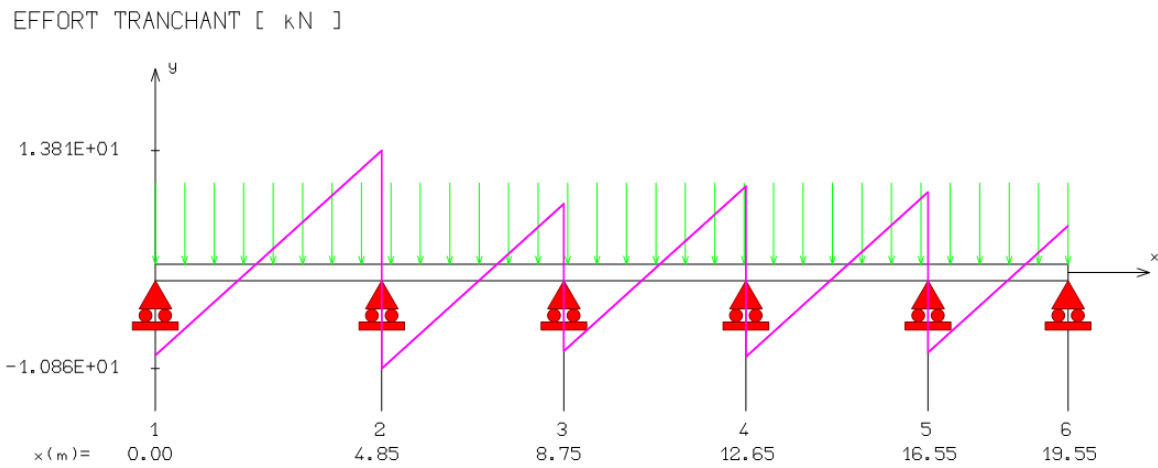


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants "Poutrelle terrasse".

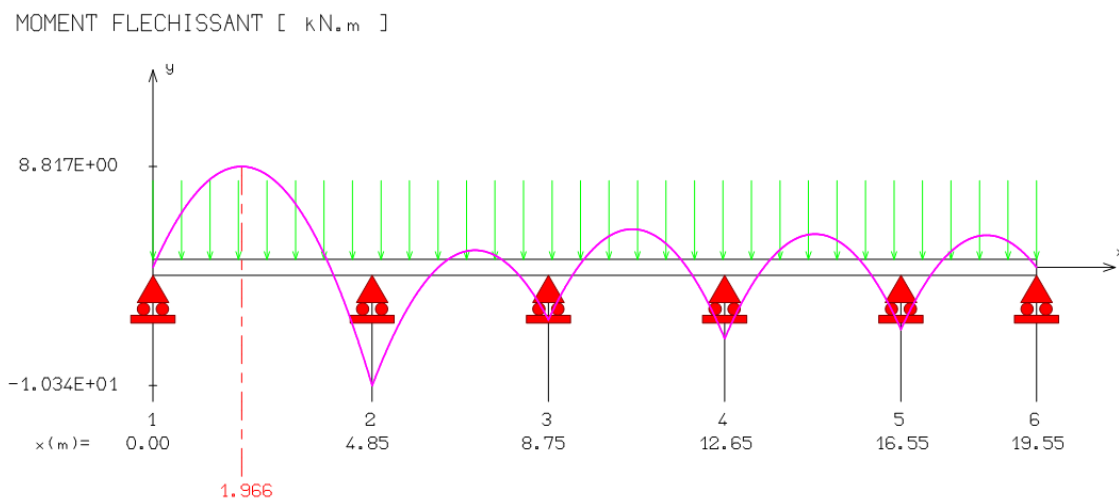


Figure III.12 : Diagramme des moments "Poutrelle étage d'habitation".

EFFORT TRANCHANT [kN]

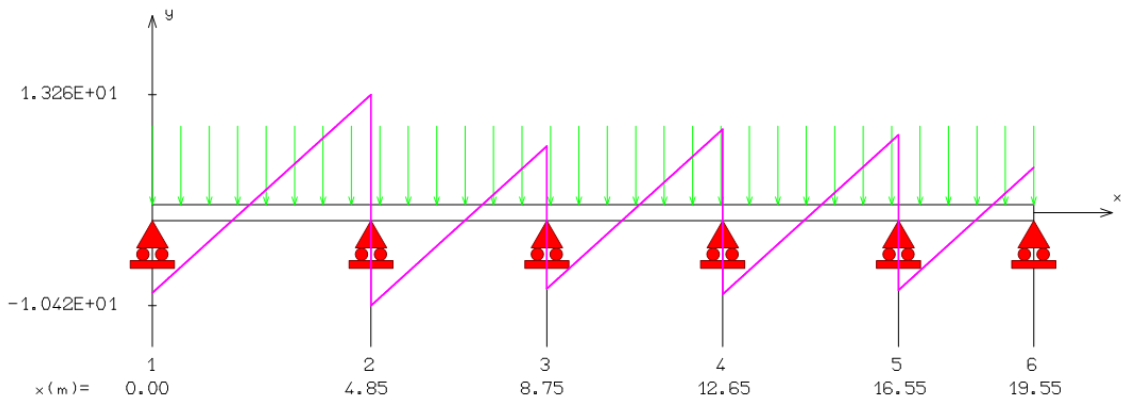


Figure III.13: Diagrammes des efforts tranchants "Poutrelle étage d'habitation".

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

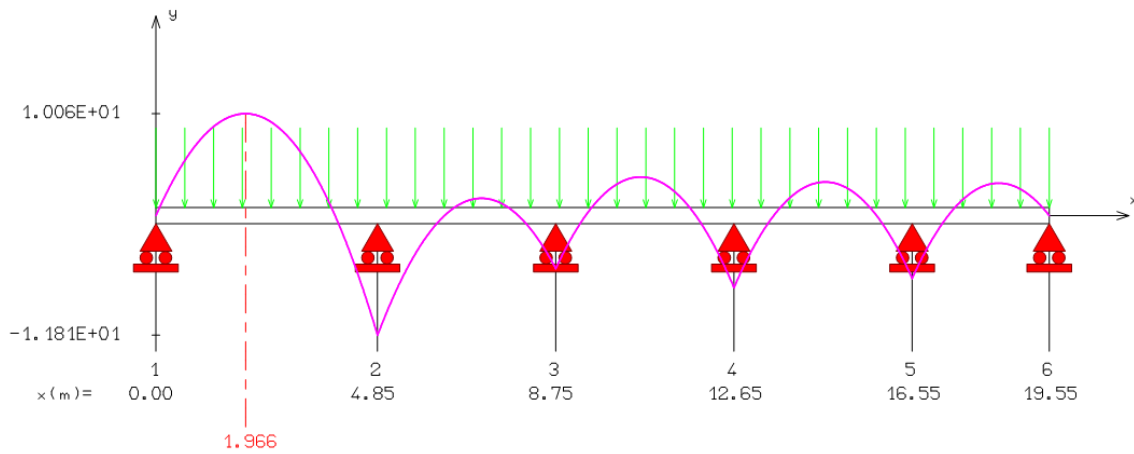


Figure III.14: Diagrammes des moments "Poutrelle étage commercial".

EFFORT TRANCHANT [kN]

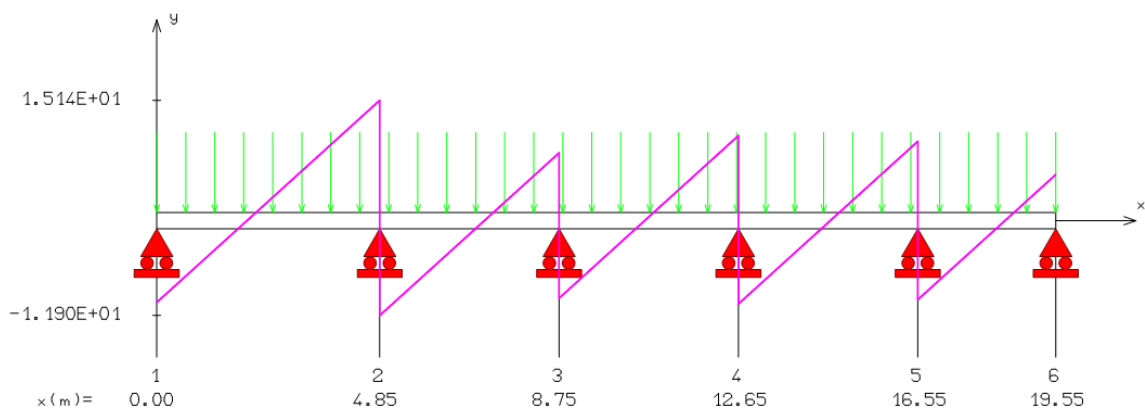


Figure III.15: Diagrammes des efforts tranchants "Poutrelle étage commercial".

Remarques :

- 1/ Nous allons adopter le même ferrailage pour les poutrelles dans l'étage de même usage.
- 2/ le calcul se fera par les sollicitations les plus défavorables (M_{\max} ; V_{\max}) à l'ELU.
- 3/ les diagrammes des efforts sont obtenus par l'application (RDM6).

III.1.6 Calcul des armatures longitudinales (étage commercial) :**III.1.6.1 En travée :**

Vérification de la position de l'axe neutre :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \Rightarrow M_{tab} = 72.21 \text{KN.m}$$

Tel que :

$$d = 0.9h$$

$$\text{On a : } M_{\max}^t = 14.42 \text{KN.m}$$

$M_{tab} > M_{\max}^t \Rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée (l'axe neutre situé dans la table de compression), donc la détermination des armatures sera identique à une section rectangulaire (65×24).

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = 0.218 < \mu_t = 0.392$$

\Rightarrow Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0.311$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.875$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow \boxed{A_s = 2.19 \text{cm}^2}$$

1/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$$

$$\text{Tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Position de l'axe neutre y :

$$\Rightarrow \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 11550.90 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.32 \times 10^6}{11550.9 \times 10^4} \times 41.9 = 3.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

C.V

2/ Vérification des contraintes de traction dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad ; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{10.32 \times 10^6}{11550.9 \times 10^4} \times (21.6 - 4.19) \times 10 = 233.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 233.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$$

C.V

3/ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 2.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

3HA12

III.1.6.2 En appuis :

$$\text{On a : } M_A^{\max} = 15.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = 0.229 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.329$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.868$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_A^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 2.39 \text{ cm}^2$$

1/ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times y$$

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

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4.36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 12451.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.17 \times 10^6}{12451.02 \times 10^4} \times 16.6 = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

2/ Vérification de contrainte de traction dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{11.17 \times 10^6}{12451.02 \times 10^4} \times (21.6 - 4.36) \times 10 = 232 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 232 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

3/ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 2.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 3HA12

On a calculé le ferrailage des poutrelles, pour les étages d'habitation et la terrasse, dont les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage choisi.

Niveau	M_A^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	Section calculée (cm ²)		Section adoptée (cm ²)		Choix	
			Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Terrasse	13.98	12.92	2.11	1.93	2.26	3.05	2HA12	2HA12 + 1HA10
Etage d'habitation	13.52	12.48	2.03	1.83	2.26	3.05	2HA12	2HA12 + 1HA10
Etage commercial	15.61	14.42	2.39	2.19	2.67	3.39	1HA14 + 1HA12	3HA12

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = 0.971 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.971 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 C.V

Tableau III.4 : vérification de l'effort tranchant à l'ELS.

Niveau	V_u^{\max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_ℓ (MPa)	Observation
Terrasse	18.79	0.870	3.33	C.V
Etage d'habitation	18.16	0.841	3.33	C.V
Etage commercial	20.97	0.971	3.33	C.V

III.1.7 Ancrage des barres longitudinales :**1/ Ancrages rectilignes :**

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Tel que :

$$\tau_{su} = 0.6\psi^2 \cdot f_{t28} \quad ; \quad \psi = 1.5 \quad \Rightarrow \tau_{su} = 3.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42.32 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

L_s : la longueur de scellement droit.

2/ Vérification de la contrainte d'adhérence aux appuis : (Art : A.6.1.3 BAEL91/99)

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

Tel que : $\bar{\tau}_s = \psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad ; \quad \sum U_i = n \pi \Phi$

Tableau III.5 : Contrainte d'adhérence aux appuis.

Niveau	ϕ_l (cm)	V_u^{\max} (KN)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	Observation
Terrasse	1.2	18.79	0.86	3.15	C.V
Etage d'habitation	1.2	18.16	0.83	3.15	C.V
Etage commercial	1.4	20.97	1.2	3.15	C.V

III.1.8 Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec : h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 0.685 \text{ cm} \\ b_0/10 = 1 \text{ cm} \\ \phi_\ell = 1.2 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Choix : $A_s = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 1HA8

• **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 19.44 \text{ cm}$$

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

III.1.9 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2/ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \qquad 3/ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{375} = 0.049 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée donc on procède au}$$

calcul de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{485}{500} = 0.97 \text{ cm}$$

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).

1/ 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.

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

2/ Propriétés de la section :

$$y = 4.36\text{cm} \quad ; \quad A_s = 3.05\text{cm}^2 \quad ; \quad E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 79096.32\text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 21.6} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad : \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad : \quad \text{Déformation différée.}$$

3/ Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} \quad ; \quad \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} \quad ; \quad \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)}$$

4/ Inerties fictives (If) :

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

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

5/ Evaluation des flèches :

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

6/ Application numérique :

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.2 = 2.08\text{KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.36 = 4.13\text{KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.36 + 1) = 4.78\text{KN} / \text{m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.08 \times 4.85^2}{8} = 6.12\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4.13 \times 4.85^2}{8} = 12.15\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.78 \times 4.85^2}{8} = 14.05 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.014} = 3.04 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.04 = 1.21$$

$$\sigma_{sj} = \frac{6.12 \times 10}{3.05 \times (0.216 - \frac{0.043}{2})} = 103.32 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = \frac{12.15 \times 10}{3.05 \times (0.216 - \frac{0.043}{2})} = 205.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{14.05 \times 10}{3.05 \times (0.216 - \frac{0.043}{2})} = 237.21 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 103.32 + 2.1} = 0.47$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 205.12 + 2.1} = 0.693 \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 237.21 + 2.1} = 0.238$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 79096.32}{1 + 3.04 \times 0.479} = 35423.56 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{ig} = \frac{1.1 \times 79096.32}{1 + 3.04 \times 0.693} = 28005.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 79096.32}{1 + 3.04 \times 0.238} = 50481.54 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{vg} = \frac{1.1 \times 79096.32}{1 + 1.21 \times 0.693} = 47323.65 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.12 \times 10^5 \times 4.85^2}{10 \times 32164.2 \times 31438.35} = 0.00142 \text{ m} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{12.15 \times 10^5 \times 4.85^2}{10 \times 32164.2 \times 28005.73} = 0.00317 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{14.05 \times 10^5 \times 4.85^2}{10 \times 32164.2 \times 50481.54} = 0.00205 \text{ m} \quad ; \quad f_{vg} = \frac{14.05 \times 10^5 \times 4.85^2}{10 \times 10721.4 \times 47323.65} = 0.00651 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00651 - 0.00142 + 0.00205 - 0.00317 = 0.004 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.4 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.97 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

III.1.10 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$* 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$* L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

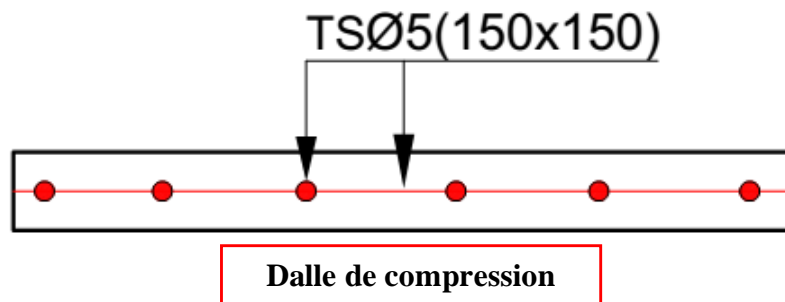
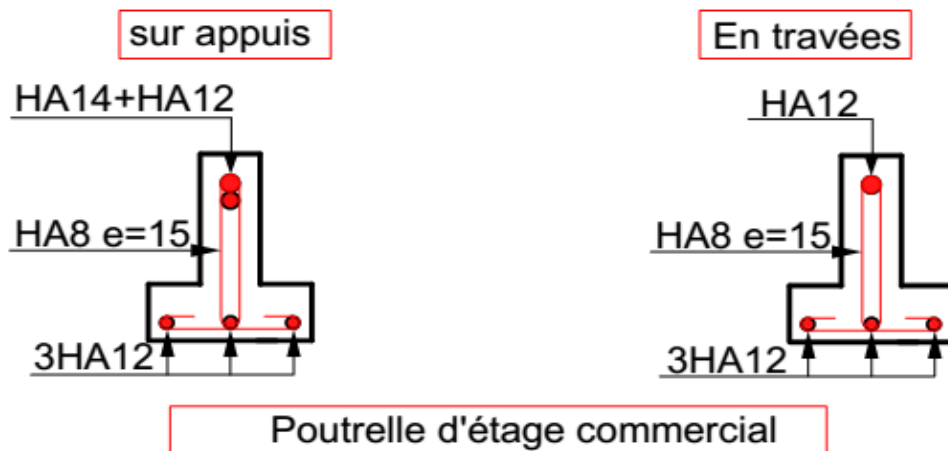
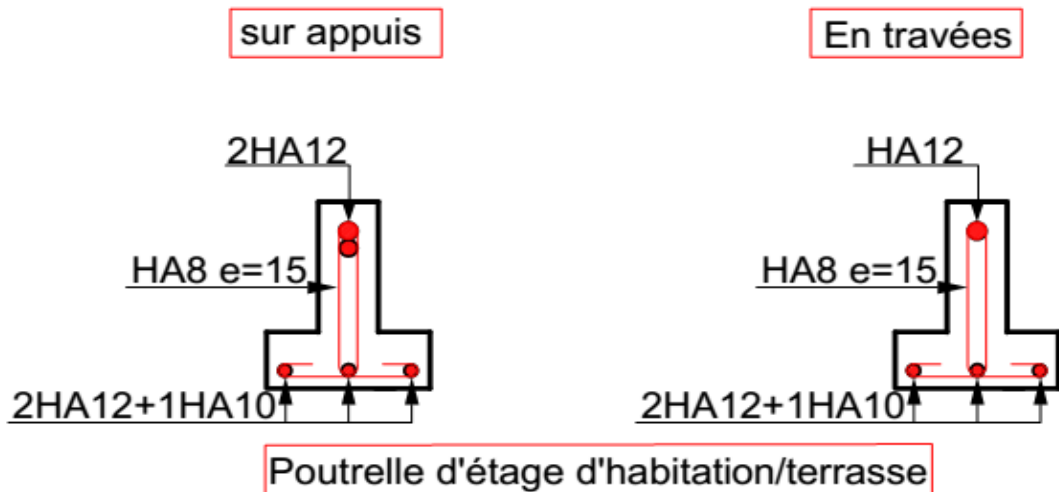
A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R) $\Rightarrow A_2=A_1/2$

$F_e=520 \text{ MPa}$ (quadrillage de T.S)

On a: $A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2$; $A_2 = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ cm}^2$; $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

D'où on opte: $6 \phi 5 \Rightarrow A_1 = 1.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 1.18 \text{ cm}^2$ TS $\phi 5$ (150x150)

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles :



III.2 Etude des balcons :

On considère le balcon comme une console soumise à la flexion simple, dont le calcul se fait par une bande de 1 ml pour le balcon le plus sollicité.

III.2.1 Détermination des sollicitations :

- Charge permanente : $G_1 = 5.56 \text{ KN/ m}^2$
- Charge de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharge sur le balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

a. Cas de charges :

- L'état limite ultime (ELU) :

$$P_u = 1.35G_1 + 1.5Q \quad P_u = 12.75 \text{ KN/ml}$$

$$p = 1.35G_2 \quad p = 1.35 \text{ KN/ml}$$

- L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = G_1 + Q \quad P_s = 9.06 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_2 \quad p = 1 \text{ KN/ml}$$

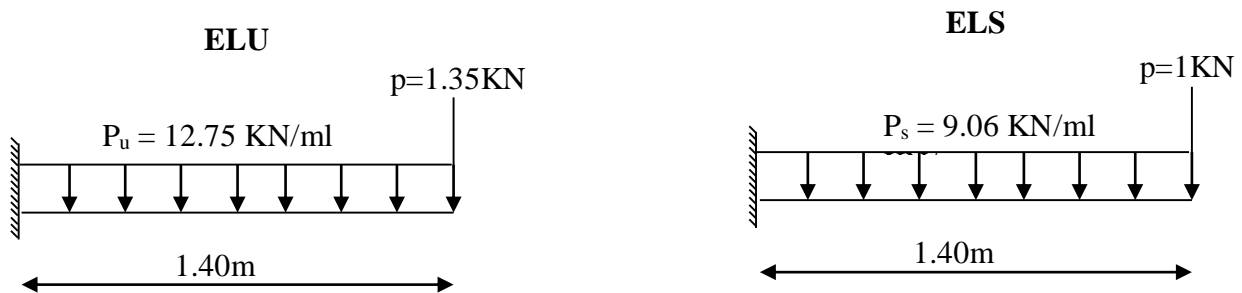


Figure III.16 : Schéma statique de calcul.

b. Sollicitations de calcul :

- ❖ L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l = 14.39 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + p = 19.20 \text{ KN}$$

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

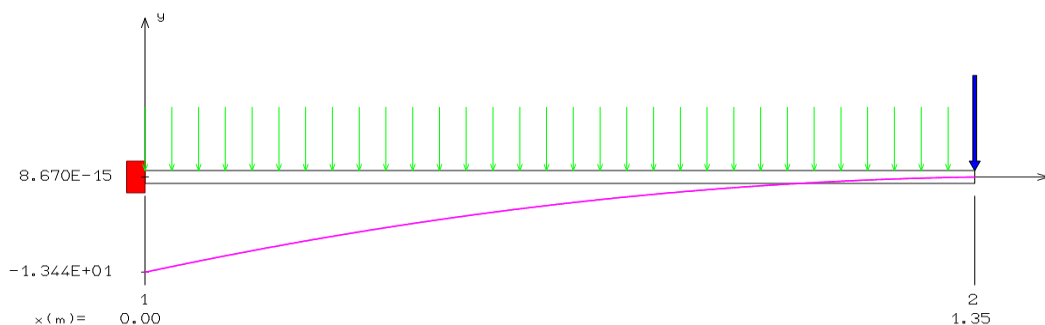


Figure III.17 : Diagramme des moments à l'ELU.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

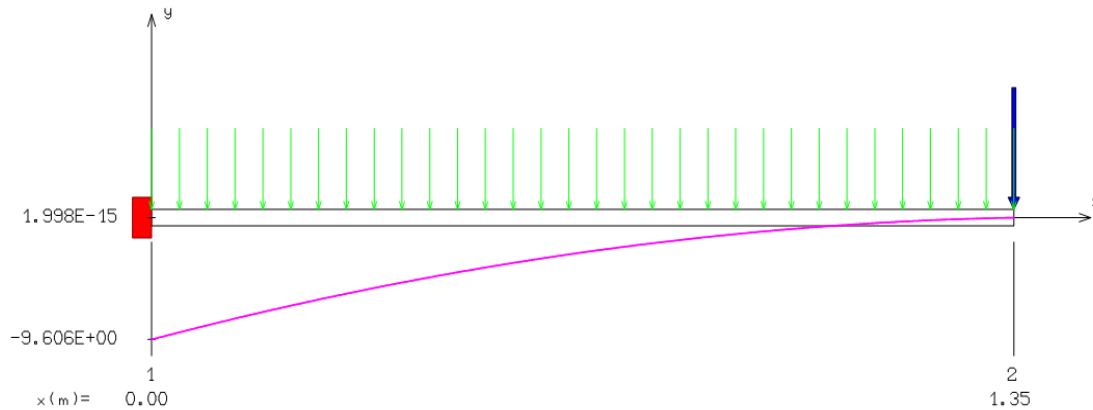


Figure III.18 : Diagramme des moments à l'ELS.

❖ L'ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{2} + p \times l = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = P_s \times l + p = 13.68 \text{ KN}$$

III.3.2 Le ferrailage du balcon :

Le ferrailage se fait à L'ELU, en considérant que la fissuration est préjudiciable :

III.3.2.1 Armatures longitudinales :

On a :
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0.9h \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Donc : } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{4\text{HA}12}$

Avec : $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on prend : } S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.2.2 Armatures de répartition :

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

On adopte : $A_{rep} = 3.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 5HA10

Avec : $S_t = 25$

III.3.3 Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_s \geq A_{\min} \\ A_{rep} \geq A_{\min} \end{cases}$$

D'où :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \\ A_{rep} = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \end{cases} \Rightarrow$$
 C.V

b. Les armatures de répartition :**b.1/ Longitudinales:**

$$S_t < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$$
 C.V

b.2/ Transversales:

$$S_t < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$$
 C.V

c. La contrainte d'adhérence d'entraînement :(Art : A.6.1.3 BAEL91/99)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \quad \text{pour HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \cdot f_{ij} = 3.15$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\emptyset = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

d. Vérification des efforts tranchants : (Art : A.5.1.211 BAEL91/99)

$$\tau_u = \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

III.3.4 : Vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que :

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

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$$

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

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] \quad \Rightarrow \quad \boxed{Y = 3.65 \text{ cm}}$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

b. Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \quad \Rightarrow \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\sigma_s = 185.25 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

III.3.5 : Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

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

$$2/ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

l : la portée entre nus d'appui.

M_t : moment maximal en travée.

$$\Rightarrow M_t = M_0$$

M_0 : moment isostatique.

$$1/ \frac{h}{l} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\Rightarrow \text{C.V}$$

$$2/ \frac{A_s}{bd} = 3.34 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$$

$$\Rightarrow \text{C.V}$$

$$3/ \frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.1$$

$$\Rightarrow \text{C.V}$$

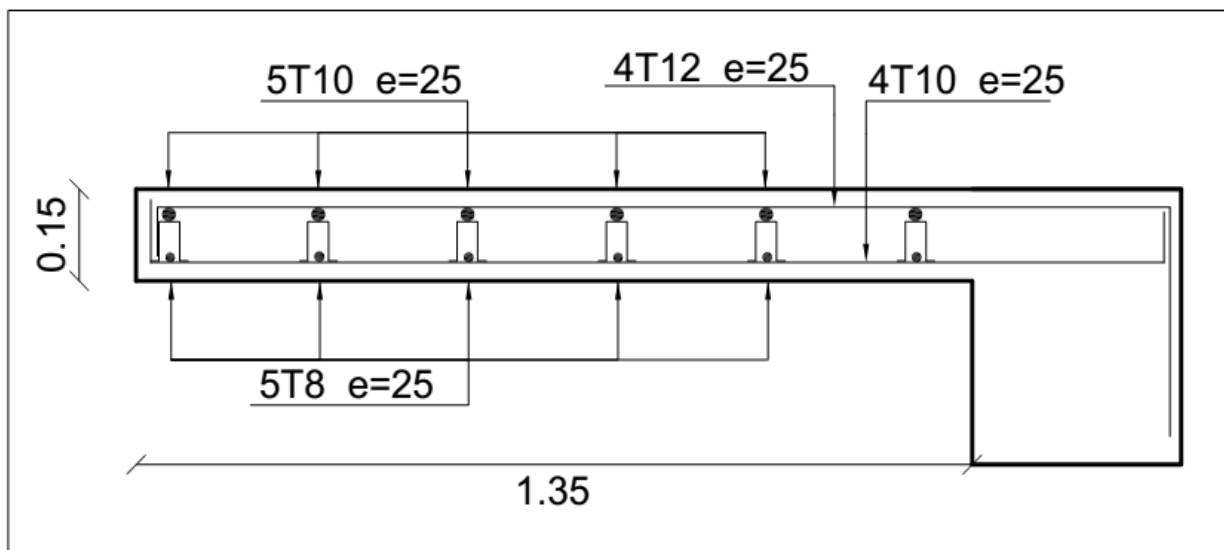


Tableau III.19 : Schéma du ferrailage des balcons.

III.3 Etude des escaliers :

III.3.1 Introduction :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre cas, on a deux types d'escaliers :

- 1- Escaliers à trois volées.
- 2- Escaliers à deux volées.

III.3.2 Charges sollicitant les escaliers :

Palier : $G=5.21 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Palliasse : $G=9.32 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.6 : Sollicitations des charges au niveau des escaliers.

Elément	ELU (KN/m ²)			ELS(KN/m ²)		
	1.35G	1.5Q	Pu	G	Q	P _{ser}
Palliasse	11.25	3.75	15.53	8.73	2.5	11.23
Palier de repos	6.02	3.75	9.77	4.46	2.5	7.71

III.3.2.1 Calcul des sollicitations :

➤ **Type 1 :**

✓ 1^{ère} volée :

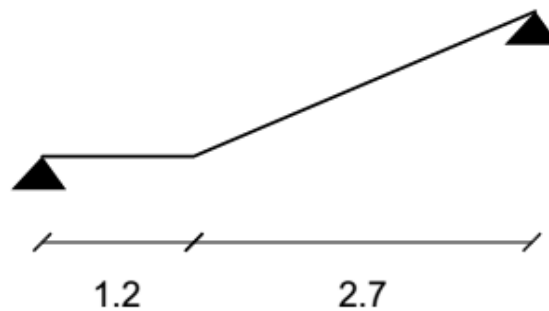


Figure III.20 : Schéma statique d'escalier type 1.

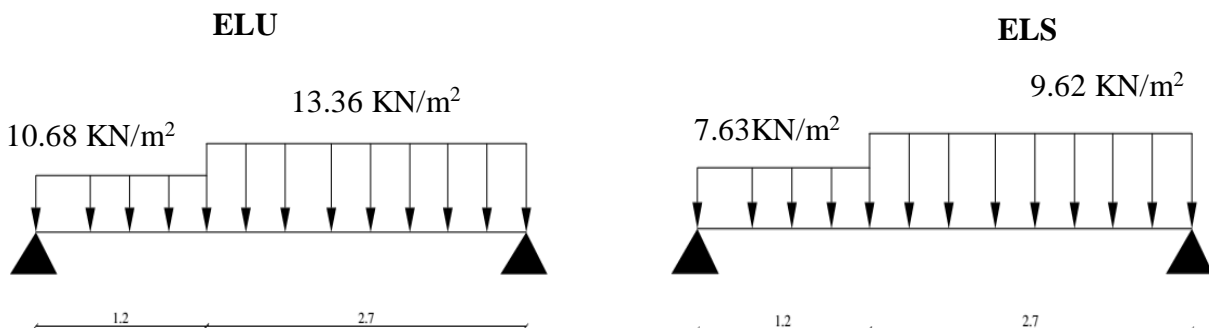


Figure III.21 : Schémas des charges à l'ELU et à l'ELS.

○ Calcul des réactions :

$$\sum F(x)=0 \Rightarrow R_x=0$$

$$\sum F(y)=0 \Rightarrow R_A+R_B= q_u.L_1+q_u.L_2$$

$$\sum M(A/B)=0 \Rightarrow -3.9R_{(A/B)}-q_u.L_1 \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) +q_u (L_2) \left(\frac{L_2}{2}\right)=0$$

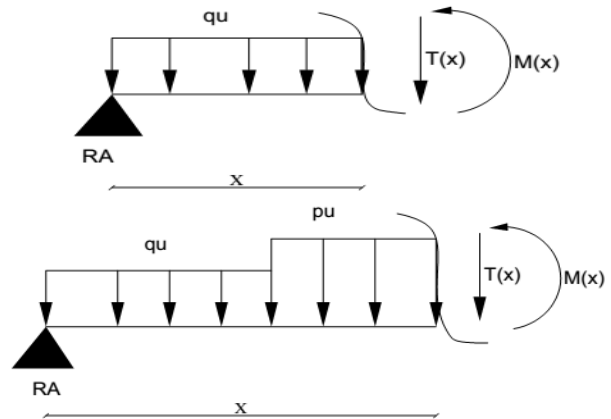
Tableau III.7 : Calcul des réactions.

	ELU	ELS
R_A (KN)	23.33	16.74
R_B (KN)	25.55	18.39

• Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2m$:

$$T(x)= R_A - q_u (x)$$

$$M_u= R_A(x) - q_u \frac{x^2}{2}$$



• Tronçon : $1.2 \leq x \leq 3.9m$

$$T= R_A - q_u L_1 - q_u (x - L_1)$$

$$M_u= R_A(x)+q_u L_1(x - \frac{L_1}{2})+P_u(\frac{x-L_1}{2})(x - L_1)$$

Tableau III.8 : Les moments et les efforts tranchants.

Tronçon	ELU				ELS			
	$0 \leq x \leq 1.2m$		$1.2 \leq x \leq 3.9m$		$0 \leq x \leq 1.2m$		$1.2 \leq x \leq 3.9m$	
X (m)	0	1.2	1.2	3.9	0	1.2	1.2	3.9
T (KN)	23.33	10.51	10.51	-25.56	16.74	7.58	7.58	-18.39
M (KN.M)	0	20.31	20.31	0	0	14.59	14.59	0
T_{max} (KN)	25.56				18.39			
M_{max} (KN.M)	24.44				17.58			

• **Les moments majorés :**

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité, on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = - 0.5 \times M_{umax}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{umax}$

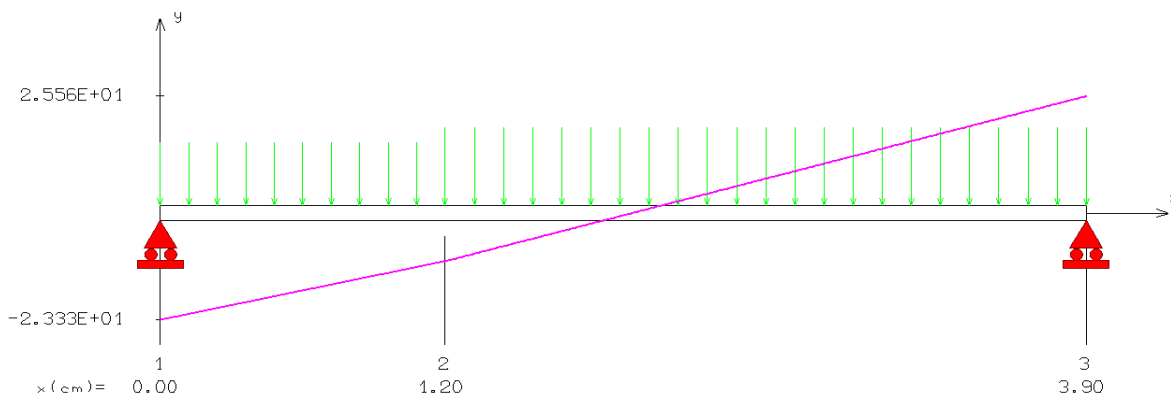
Tableau III.9 : Moments majorés.

Etats limites	ELU	ELS
Aux appuis (KN.m)	-12.22	-8.79
En travée (KN.m)	20.77	14.94

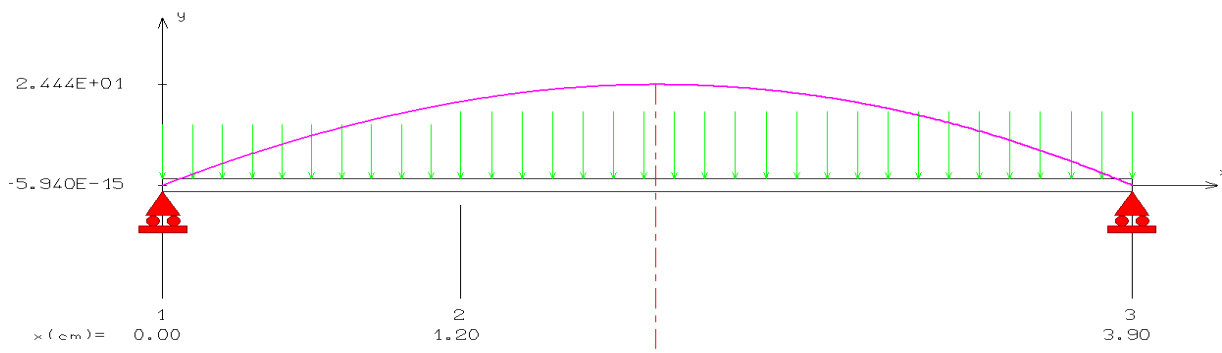
✓ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants :** (obtenus par l'application RDM6)

➤ **A L'ELU :**

EFFORT TRANCHANT [kN]

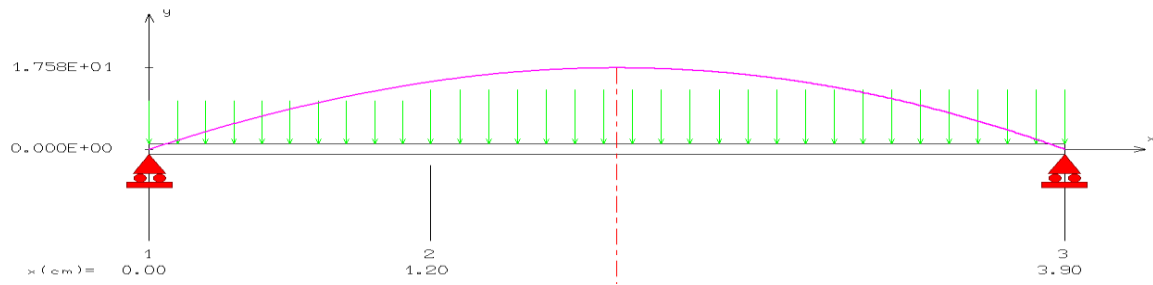


MOMENT FLECHISSANT [kN.cm]

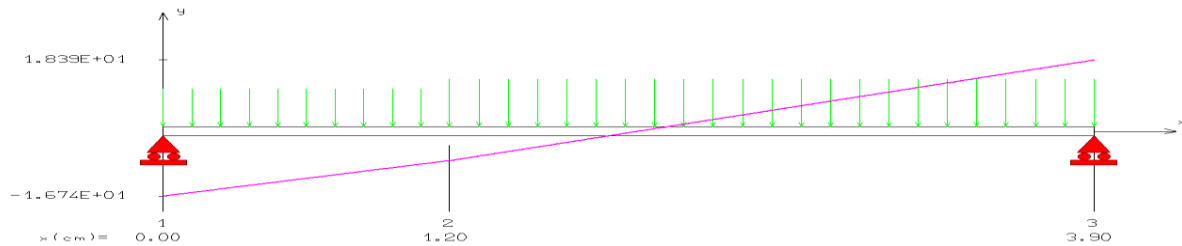


➤ A L'ELS :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]



III.3.1.3 Calcul de ferrailage :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple, dont :

$b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,5$; $h=15\text{cm}$; $f_{eE}400\text{MPa}$; $f_{ed}=348\text{MPa}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_{bu}=14.17\text{MPa}$

A/ En appui :

A-1/ Armatures longitudinales :

$M_A=12.22\text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu_u = 0.054$$

$\mu_u < \mu_1 \quad \Rightarrow \quad$ la section est simplement armée, $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.069$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2.78\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{3\text{HA}12}$$

Avec :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{S_t = 20 \text{ cm}}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{3\text{HA}8} ; \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Vérification de la disposition d'armatures :

• Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

• Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = (60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

B/ En travée :

B-1/ Armatures longitudinales :

$$M_t = 20.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \boxed{\mu = 0.087}$$

$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow$ donc la section est simplement armée; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.114$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow \boxed{A_s = 4.81 \text{ cm}^2}$$

✓ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{5\text{HA}12}$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{S_t = 25 \text{ cm}}$$

B-2/ Armatures de répartition :

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

On adopte : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 4HA10

Avec :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$
 $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la disposition d'armatures :****1/ Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$$
 C.V

2/ Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$$
 C.V

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

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = 0.20 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$$
 C.V

A. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

✓ La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow (\Psi_s: \text{Cœfficient de scellement})$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \Rightarrow \sum u_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_s = \frac{25.56 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 94.2} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \Rightarrow$$
 C.V

III.3.1.4 Vérifications à l'ELS :

1- Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

D'où :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I} \quad ; \quad I = \frac{b}{3} y^3 + n[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2]$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

A/ En appui :

$$Y = 15 \frac{3.14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13.100}{7,5 \cdot 3.14}} - 1 \right] \quad \Rightarrow \quad Y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (3.06)^3 + 15[3.14(13-3.06)^2] \quad \Rightarrow \quad I = 5608.74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{8.79 \times 10^6}{5608.74 \times 10^4} \quad \Rightarrow \quad K = 0.16 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.16 \times 3.06 \times 10 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 4.89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

B/ En travée :

$$\Rightarrow Y = 3.92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 8995.21 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow K = 0.166 \text{ N/mm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte du béton.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ²)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En appui	8.79	3.14	5608.74	3.06	0.16	4.89	15	C.V
En travée	14.94	5.65	8995.21	3.92	0.166	6.5	15	C.V

III.3.1.5 Vérification des contraintes dans l'Acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad ; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

1/ En appui :

$$\sigma_s = 15 \frac{8.79 \times 10^6}{5608.74 \times 10^4} \times (13 - 3.06) \times 10 = 23.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 23.36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

2/ En travée :

$$\sigma_s = 15 \frac{14.94 \times 10^6}{8995.21 \times 10^4} \times (13 - 3.92) \times 10 = 22.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22.62 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

On peut dire que, si ces trois conditions ci-après vérifiées le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La longueur de la paille (2.9 m)

h : hauteur de la section (15cm)

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment de référence.

A : section d'acier tendu en travée.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.7} = 0,056 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \boxed{\text{C.N.V}}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.043 > \frac{1}{10} \times \frac{13.19}{17.58} = 0.075 \quad \boxed{\text{C.N.V}}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \boxed{\text{C.V}}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

❖ **Evaluation des moments en travée :**

$$q_{jser} = 3.75 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_{gser} = 9.32 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_{pser} = 11.82 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{jser} = 3.42 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{gser} = 8.49 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{pser} = 10.77 \text{ KN.m}$$

-Les flèches instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.

-La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu} \quad ; \quad \text{Avec :}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$M_s = 14.94 \text{ KN.m}$$

E_v : Module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

E_i : Module de déformation instantanée = 32164,2 [MPa].

I_0 : module d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = b \times \frac{h^3}{12} + n A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 1 \times \frac{15^3}{12} + 15 \times 5.65 \times \left(\frac{15}{2} - 2 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 30688.68 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \delta} = 4.46 \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = 1.95$$

✓ **Les coefficients :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0047 \times 57.2 + 2.1} \quad ;$$

$$\sigma_{sj} = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y); \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sj} = 66.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = n \times \frac{M_g}{I} (d - y); \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sg} = 136.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = n \times \frac{M_j}{I} (d - y); \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sp} = 172.66 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats trouvés.

	I_0 (cm ⁴)	ρ	μ	λ	I_f (cm ⁴)	f(cm)	Δf_t (cm)	$\bar{f} = \frac{l}{500}$ (cm)	Obs
f_{pi}	30688.68	0.0043	0.28	4.46	14200	0.17	0.2	0.58	C.V
f_{gv}	30688.68	0.0043	0.017	1.95	34012.11	0.22			C.V
f_{gi}	30688.68	0.0043	0.017	4.46	31200	0.14			C.V
f_{ji}	30688.68	0.0043	0.012	4.46	140000	0.055			C.V

➤ 2^{ème} volée :

III.3.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

✓ **Combinaison fondamentale :**

✓ **L'ELU :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (7.12) + 1.5 (2.5) \Rightarrow q_u = 13.36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \Rightarrow G_2 = 20 \times 0.1 \times 1 = 2 \text{ KN} \\ p_u = 1.35(2) = 2.7 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ **L'ELS:**

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 7.12 + 2.5 \Rightarrow q_s = 9.62 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P_s = G_2 \Rightarrow P_s = 2 \text{ KN}$$

III.3.2.1 Les moments et les efforts tranchants :

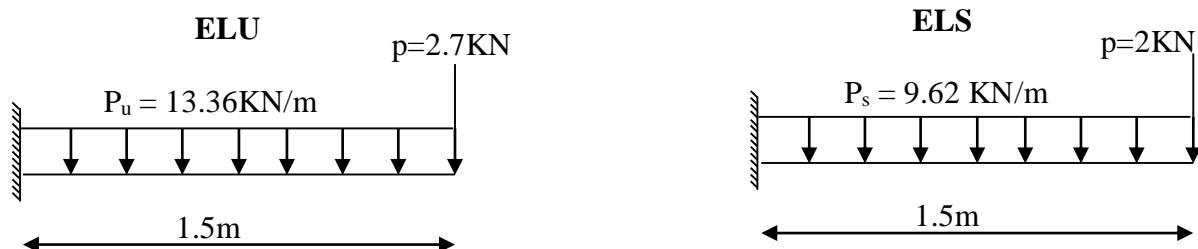


Figure III.22 : Schéma statique de calcul.

❖ Les réactions :

$$\sum F(x)=0 \Rightarrow R_x=0$$

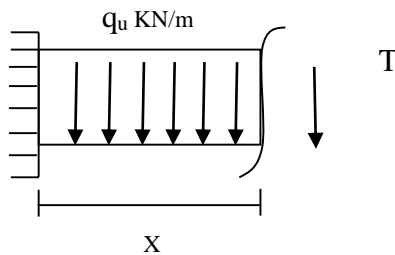
$$\sum F(y)=0 \Rightarrow R_y=q_u \cdot L + P_u$$

$$\sum M(y)=0 \Rightarrow M_y = q_u \cdot \frac{L^2}{2} + P_u \cdot L$$

Tableau III.12 : Calcul des réactions.

	ELU	ELS
R_y (KN)	22.74	16.43
M_y(KN.m)	19.08	13.82

➤ **Tronçon: 0 ≤ x ≤ 1.5m:**



$$T = R_y - q_u(x)$$

$$M_u = -M_y + R_y X - q_u \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

Tableau III.13 : Tableau des moments et des efforts tranchants.

	ELU		ELS	
Tronçon	0 ≤ x ≤ 1.5		0 ≤ x ≤ 1.5	
X(m)	0	1.5	0	1.5
T (KN)	22.74	2.7	16.43	2
M(KN.M)	19.08	0	13.82	0
T_{max} (KN)	22.74		16.43	
M_{max} (KN.M)	19.08		13.82	

III.3.2.2 Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, et la fissuration considérée comme peu préjudiciable.

Tableau III.14 : Calcul de section d'armatures.

	$A_U(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{ado}(\text{cm}^2)$	Choix
Travée	3.74	2.68	1.56	4.52	4HA12
Appuis	2.20	1.57	1.56	3.14	4HA10

III.3.2.3 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{ MPa}$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right], \quad I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d-y)^2$$

1/ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

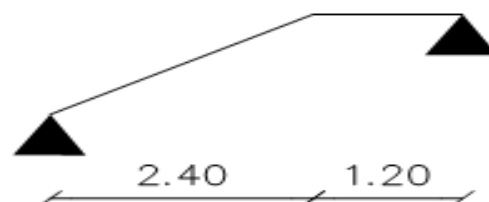
$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y$$

2/ contrainte maximale dans les aciers tendus :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{M_s}{I} \times 15(d - Y)$$

Tableau III.15 : Vérifications à l'ELS.

	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	3.37	7563.33	4.62	197.96	2.47	C.V
Appuis	3.06	5608.74	2.26	110.22	4.32	C.V

➤ Type 2 :**III.3.1 Calcul des sollicitations :****Figure III.23 :** Schéma statique d'escalier type 2

❖ Les réactions :

$$\sum F(x)=0 \Rightarrow R_x=0$$

$$\sum F(y)=0 \Rightarrow R_A+R_B= q_u L_1+q_u L_2$$

$$\sum M(A/B)=0 \Rightarrow -3.6R_{(A/B)}+q_u L_1 \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) +q_u (L_2) \left(\frac{L_2}{2}\right)=0$$

Tableau III.16 : Tableau des réactions.

	ELU	ELS
R_A (KN)	24.51	15.32
R_B (KN)	21.37	16.92

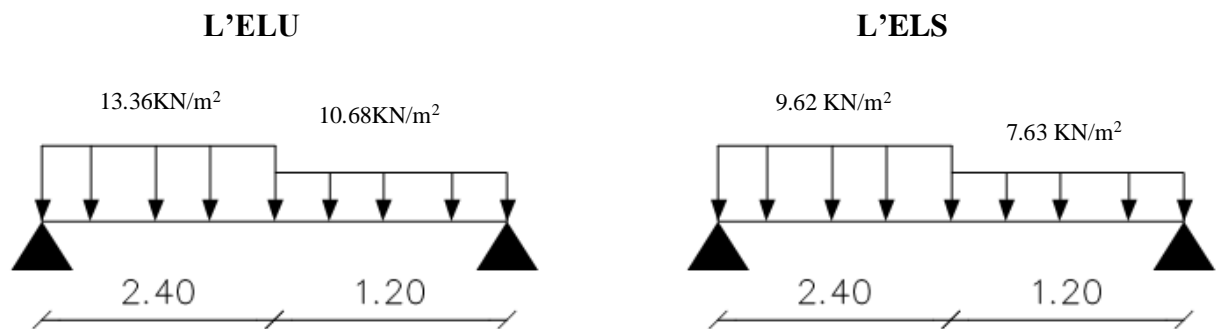
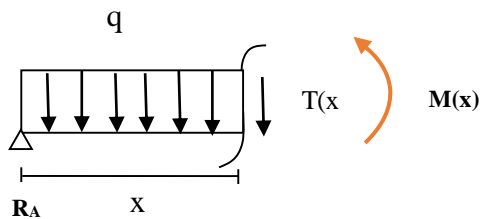


Figure III.24 : Schémas des charges à L'ELU et à L'ELS.

• Efforts tranchants et moments fléchissant :

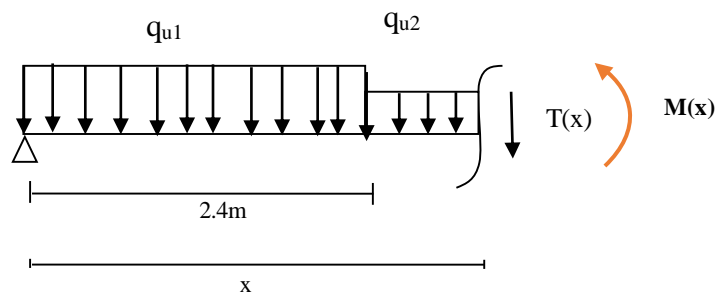
➤ **Tronçon : $0 \leq x \leq 2.4m$**



$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_u x \\ M(x) = R_A x - q_u \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

➤ **Tronçon : $2.4 \leq x \leq 3.6m$**

$$\begin{cases} T = R_A - q_{1u} L_1 - q_{2u} (x - L_1) \\ M = R_A (x) - q_u L_1 (x - \frac{L_1}{2}) - P_u (x - L_1) \frac{(x - L_1)}{2} \end{cases}$$

**Tableau III.17 : Moments et des efforts tranchants trouvés.**

Tronçon	ELU				ELS			
	$0 \leq x \leq 2.4m$		$2.4 \leq x \leq 3.6m$		$0 \leq x \leq 2.4m$		$2.4 \leq x \leq 3.6m$	
X (m)	0	2.4	2.4	3.6	0	2.4	2.4	3.6
T(KN)	23.51	-8.55	-8.55	-21.37	16.92	3.39	-5.77	-21.37
M (KN.M)	0	17.95	17.95	0	0	12.9	12.9	0
T _{max} (KN)	23.51				16.92			
M _{max} (KN.M)	20.69				14.87			

- les moments majorés :

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.5 \times M_{u\max}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_{u\max}$$

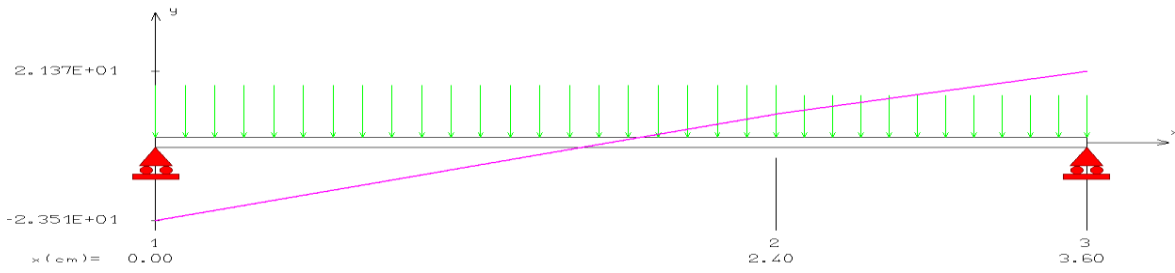
Tableau III.18 : Moments majorés.

Etats limites	ELU	ELS
M _{max} (KN.m)	20.70	14.87
Aux appuis KN.m	-10.35	-7.44
En travée (KN.m)	17.6	12.64

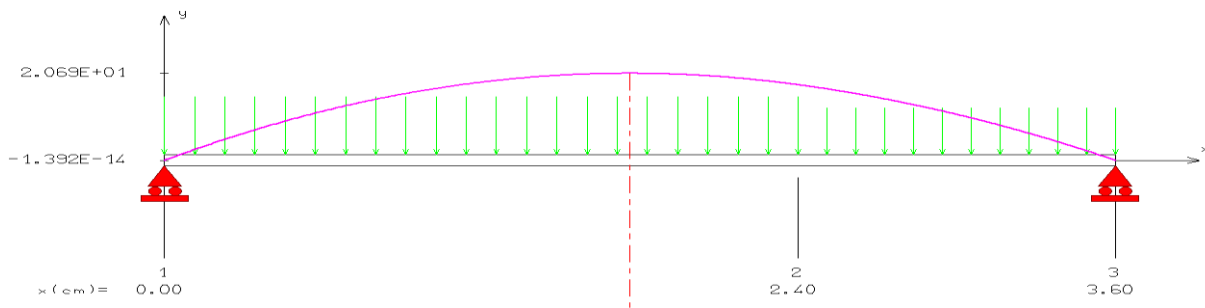
➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

✓ A L'ELU:

EFFORT TRANCHANT [kN]

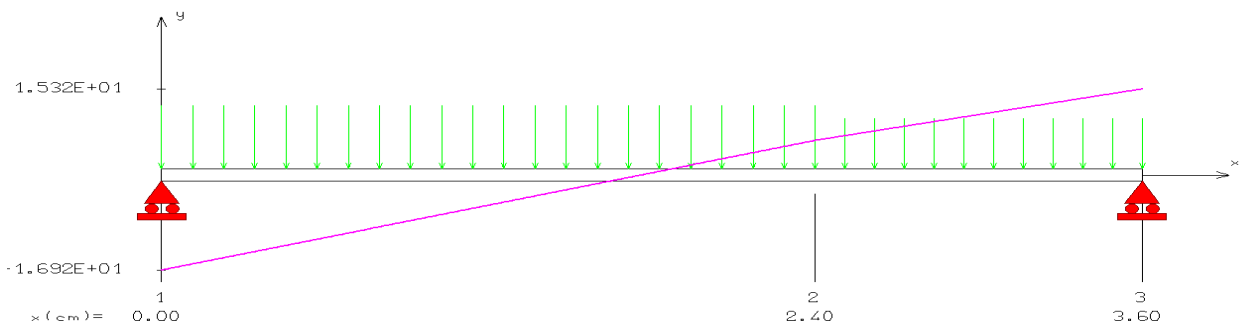


MOMENT FLECHISSANT [kN.cm]

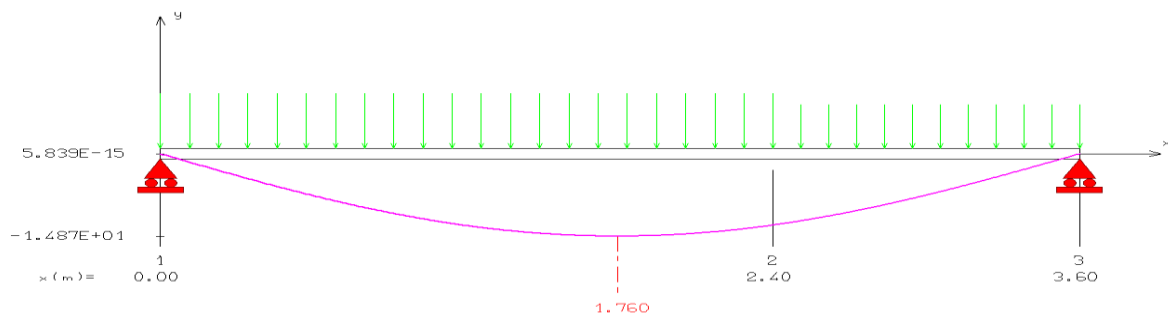


✓ A L'ELS:

EFFORT TRANCHANT [kN]



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



III.3.3.2 Ferrailage :**Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple :

$b_0=100\text{cm}$, $d=13\text{cm}$, $\gamma_s=1,15$, $\gamma_b=1,5$, $h=15\text{cm}$ FeE400Mpa, $F_{ed}=348\text{Mpa}$.

A/ En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.35 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.043$$

$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

1/ Armatures longitudinales :

$$A_s = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.056$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.977$$

Donc :

$$A_s = \frac{10.35 \times 10^4}{0.977 \times 130 \times 348} \Rightarrow A_s = 2.34 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10$

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$

Avec un espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de la disposition des armatures :**

1/ Armature longitudinale :

$$St \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

2/ Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

B/ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.065$$

$\mu_{bu} < \mu_l \quad \Rightarrow$ la section est simplement armée ; $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

1/ Armature longitudinale :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.08$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.97$$

Donc :

$$A_s = \frac{15.53 \times 10^4}{0.97 \times 130 \times 348} \quad \Rightarrow \quad \boxed{A_s = 3.54 \text{cm}^2}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 1.56 \text{cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 3.54 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4.52 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{4\text{HA}12}$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

2/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 2.36 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{3\text{HA}10}$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

A. Vérification de disposition d'armatures :✓ **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

B. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = 0.18 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc :} \quad \tau_u < \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

B. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow \quad (\Psi_s : \text{Coefficient de scellement}) \\ \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum u_i} \end{array} \right.$$

$$\sum u_i = n.\pi.\emptyset \quad \Rightarrow \quad \sum u_i = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.1 \times 10^3}{0.9(130)(150.72)} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

III.3.3.5 Vérifications à l'ELS :**a) Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Avec :

Y : la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

A/ En appui :

Avec $\begin{cases} n=15 & \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.} \\ A_s' = 0 \end{cases}$

$$Y = 15 \frac{3.14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{13 \times 100}{7.5 \times 3.14}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 3.05 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} (3.05)^3 + 15 \left[3.14 (13-3.05)^2 \right] \Rightarrow I = 5608.77 \text{ cm}^4$$

✓ **Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot Y$**

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{7.44 \times 10^6}{5608.77 \times 10^4} = 0.133 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 3.49 \text{ MPa}$$

$$3.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

B/ En travée :

✓ **Calcul du moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \left[A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100}{3} (3.92)^3 + 15 \left[4.52 (13-3.92)^2 \right] \Rightarrow I = 8995.20 \text{ cm}^4$$

✓ **Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = K y \quad ; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{11.16 \times 10^6}{8995.20 \times 10^4} = 0.12 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.12 \times 3.92 \times 10 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$4.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau III.19 : Vérification de la contrainte du béton.

Sur appui	M _{ser} KN.m	A _s cm ²	I cm ²	Y cm	K N/mm ³	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ _{bc} < $\overline{\sigma}_{bc}$
	7.44	3.14	5608.77	3.05	0.133	3.49	15	C.V
En travée	11.16	5.65	8995.21	3.92	0.12	4.7	15	C.V

III.3.3.6. Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad ; \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

1/ En appui :

$$\sigma_s = 15 \frac{7.44 \times 10^6}{5608.77 \times 10^4} \times (13 - 3.05) \times 10 = 19.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 19.79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

2/ En travée :

$$\sigma_s = 15 \frac{12.64 \times 10^6}{8995.21 \times 10^4} \times (13 - 3.92) \times 10 = 21.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 21.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

✓ Vérification de la flèche :

On peut dire que, si ces trois conditions ci-après vérifiées ou observées, le calcul de la flèche n'est pas vraiment indispensable.

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

l : La longueur de la poutre (2.4 m)

h : hauteur de la section (15cm)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment de référence.

A : section d'acier tendu en travée.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.2} = 0,036 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \boxed{\text{C.N.V}}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.043 > \frac{1}{10} \times \frac{11.16}{14.88} = 0.075 \dots\dots\dots \boxed{\text{C.N.V}}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \boxed{\text{C.V}}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ;$$

- les flèches instantanée et différée fgi et fgv dues à l'ensemble des charges permanentes,
- la flèche instantanée fpi due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c'' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$M_s = 12.64 \text{ KN.m}$

E_v : Module de déformation différée = 10818,87 MPa.

E_i : Module de déformation instantanée = 32164,2 MPa.

I_0 : module d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = b \times \frac{h^3}{12} + n A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = 1 \times \frac{15^3}{12} + 15 \times 5.65 \times \left(\frac{15}{2} - 2 \right)^2$$

$$\boxed{I_0 = 30688.68 \text{ cm}^4}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \delta} = 4.46 \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 1.95$$

$$\sigma_{sj} = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y); \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sj} = 56.09 MPa$$

$$\sigma_{sg} = n \times \frac{M_g}{I} (d - y); \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sg} = 163.49 MPa$$

$$\sigma_{sp} = n \times \frac{M_j}{I} (d - y); \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sp} = 207.35 MPa$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3,21 \cdot 10^4 MPa \quad ; \quad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1,08 \cdot 10^4 MPa$$

Tableau III.20 : Vérification de la flèche.

	I_0 (cm ⁴)	ρ	μ	λ	(cm ⁴) I_f	f(cm)	Δft (cm)	$\bar{f} = \frac{l}{500}$ (cm)	Obs
fpi	30688.68	0.0043	0.35	4.86	14299.20	0.106	0.19	0.54	C.V
fgv	30688.68	0.0043	0.25	1.95	32674.39	0.13			C.V
fgi	30688.68	0.0043	0.25	4.86	31181.35	0.03			C.V
fji	30688.68	0.0043	0	4.86	31897.30	0.015			C.V

III .3.4 La poutre Brisée :

III.3.4.1 Pré dimensionnement de la poutre Brisée :

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre Brisée $h_p \geq 30cm$

$$\frac{L}{16} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad \text{avec : } L = 4.2m$$

$$0.26m \leq h_p \leq 0.42 m \quad ; \quad \text{soit : } h_p = 40cm.$$

$$0.3h_p \leq b \leq 0.6h_p \quad ; \quad \text{soit : } b = 30 cm$$

La largeur $b \geq 20cm$ et $h/b \leq 4$ selon RPA 99/2003

III.3.4.2 Evaluation des charges :

Poids propre : $G_1 = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3KN/ml$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.3 = 0.75KN/ml$

• Réactions des escaliers :

$$R_u = 25.55KN/ml$$

$$R_s = 18.39KN/ml$$

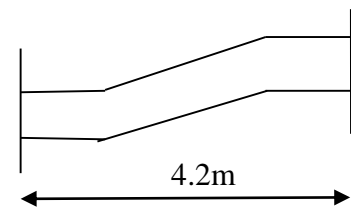
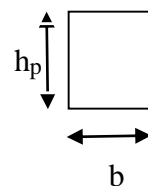


Figure III.25 : schéma de la poutre Brisée



- **Pondérations des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q + R_U \quad \Rightarrow \quad q_u = 30.55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q + R_S \quad \Rightarrow \quad q_s = 22.14 \text{ KN/ml}$$

III.3.4.3 Calcul des moments et l'effort tranchant :

$$M_0 = ql^2/8 ; T = ql/2 ; M_T = 0.85M_0 ; M_a = 0.5M_0$$

Tableau III.21 : Moments et efforts tranchant.

	M₀(KN.M)	T (KN)	M_t(KN.M)	M_a(KN.M)
ELU	67.36	64.16	57.26	33.68
ELS	48.82	46.50	41.50	24.41

III.3.4.4 Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Calcul de la section d'armatures.

	A_U(cm²)	A_{ser}(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{ado}(cm²)	choix
Travée	4.89	2.88	1.3	5.65	5HA12
Appuis	3.48	2.04	1.3	4.52	3HA14

III.3.4.5 Ferrailage à la torsion :

$$e = b/6 \quad \Rightarrow \quad e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \cdot (h-e) \quad \Rightarrow \quad \Omega = 875 \text{ cm}^2$$

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

$$M_{\text{TOR}} = 13.36 \text{ KN.M}$$

$$A_{\text{TOR}} = \frac{M_{\text{tor}} \times \mu}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{TOR}} = 2.3 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.36 cm²

III.3.4.6 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

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

$$\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \min[0,133 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow Y = by^2 - 30A_s \cdot y - 30(d \cdot A_s)$$

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

Contrainte max du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y$$

Contrainte max de l'acier tendu :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{M_s}{I} \times 15(d - Y)$$

Tableau III.23: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	τ(MPa)	Vérification
Travée	15.41	65973.43	11.14	223.21	-	c.v
Appuis	11.66	45977.77	12.09	378.62	0.6	c.v

III.3.4.7 Vérification de la flèche :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa$$

1) 0.095 ≥ 0.062 ⇒

2) 0.0043 ≤ 0.0105 ⇒

3) 0.096 ≥ 0.095 ⇒

C.V
C.V
C.V

III.3.4.8 Dispositions constructives :

$$\phi \leq \phi_{tmax} = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{tmin}\right)$$

$$\phi \leq \min(11.42\text{mm} ; 30\text{mm} ; 12\text{mm})$$

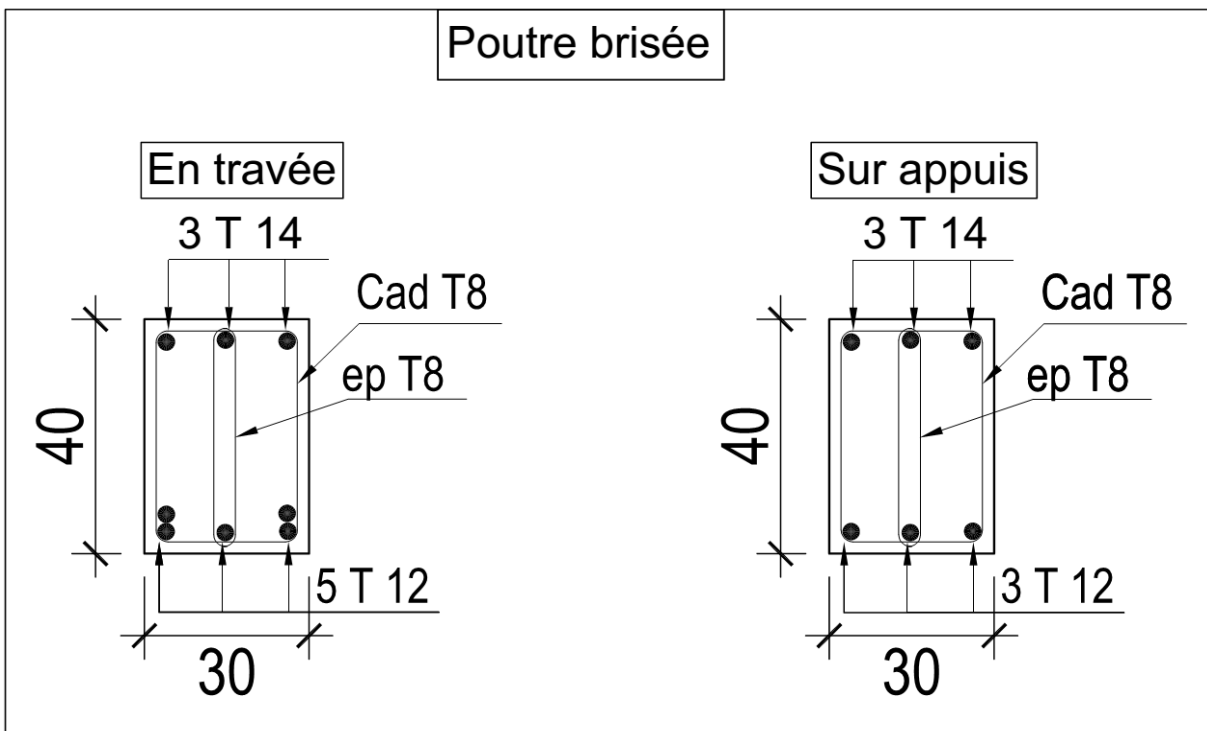
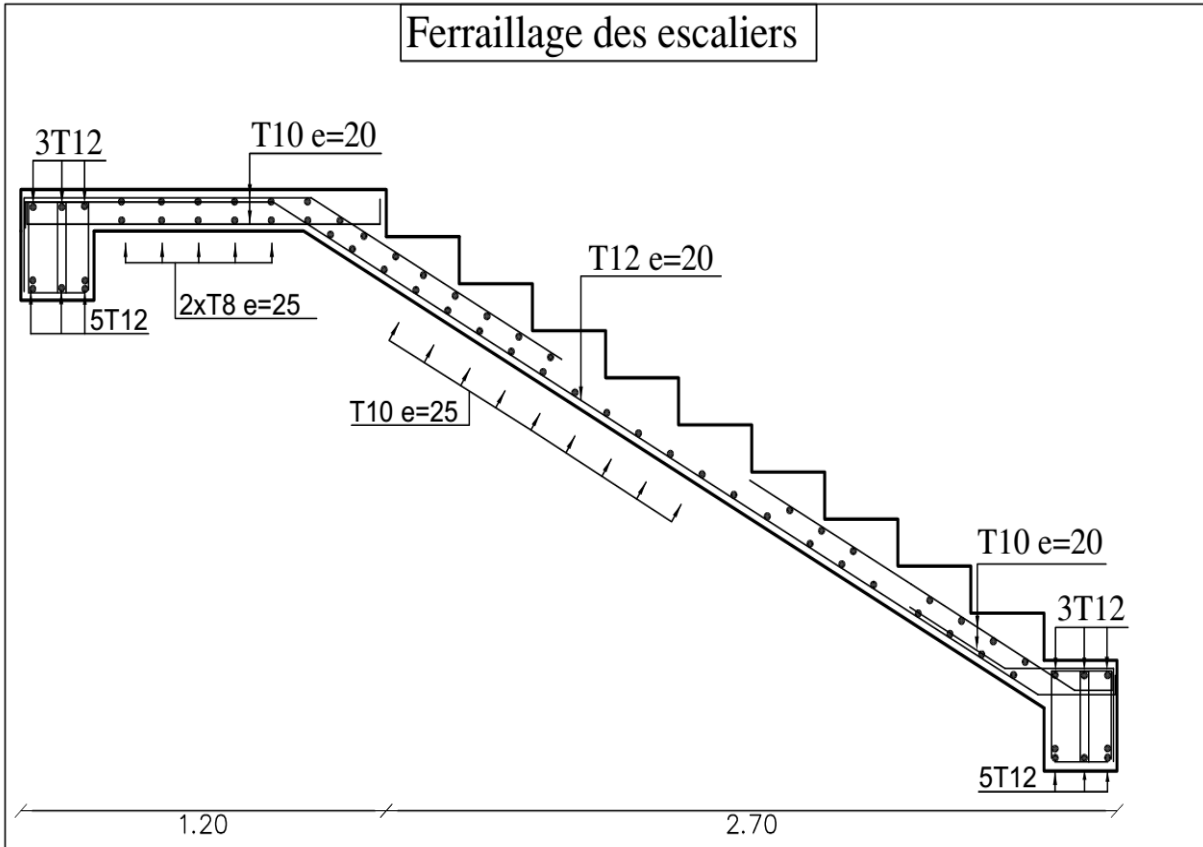
Donc on adopte une section de : φ = 6 mm ⇒ A_t = 2.01 cm² ⇒ A_t = 4HA8

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 32.4\text{cm}$$

$$0.4 \text{ MPa} \leq \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \quad \Rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$



III.4 Etude de l'acrotère :

III.4.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée soumise à son poids propre, et à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

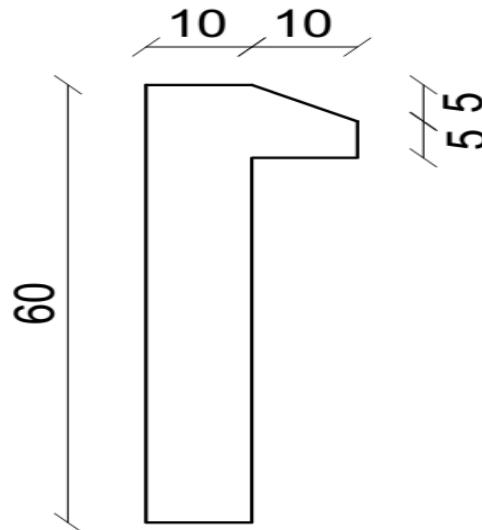


Figure III.26 : Schéma de l'acrotère.

III.4.2 Hypothèses de calcul :

- 1- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- 2- Type de fissuration est préjudiciable.
- 3- Le calcul se fait à la flexion composée.

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges :

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \Rightarrow G = 25 \times 0.0675 \times 1$$

$$\Rightarrow G = 1.69 \text{ KN/ml}$$

$$G = \gamma_c \times e \Rightarrow G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

e : épaisseur de l'enduit en ciment.

$$\Rightarrow G_{\text{totale}} = 1.69 + 0.4 = 2.09 \text{ KN/ml}$$

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

III.4.4 Vérification au séisme :

D'après le RPA99 Version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone sismique (Zone IIa $\rightarrow A = 0,15$)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre.

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux

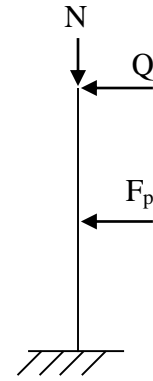


Figure III.27 : Schéma statique de l'acrotère.

Tableau III.24 : Vérification au séisme.

	$F_p(\text{KN})$	$1,5Q(\text{KN})$	$F_p < 1,5Q$
Type 1	1.00	1.5	Vérifiée

III.4.5 Caractéristiques de l'acrotère :

1/ Le centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 5) \times 15 + (10 \times 5) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 5 + (10 \times 5) \times (1/2)} = 6 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 5) \times 52.5 + (10 \times 5) \times (1/2) \times 56.67]}{60 \times 10 + 10 \times 5 + (10 \times 5) \times (1/2)} = 31 \text{ cm}$$

2/ La surface :

$$\Rightarrow S = 0.0675 \text{ m}^2$$

III.4.6 Calcul des sollicitations :

✓ L'acrotère est sollicité par :

- L'effort normale dû à son poids propre $\Rightarrow N_G = 2.09 \text{ KN}$
- L'effort normal dû à la surcharge $\Rightarrow N_Q = 0$
- L'effort dû à l'action sismique $\Rightarrow N_F = 0$
- Les moments engendrés par ces efforts sont : $\Rightarrow M_G = 0$

Donc on a :

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.00 \times 0.31 = 0.31 \text{ KN.m}$$

✓ **Combinaisons d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml :

Tableau III.25 : Calcul des sollicitations.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.09	2.82	2.09
M (KN.m)	0.91	1.5	1

III.4.7 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Pour le calcul, on considère une section (**b×h**) **cm2** soumise à la flexion composée.

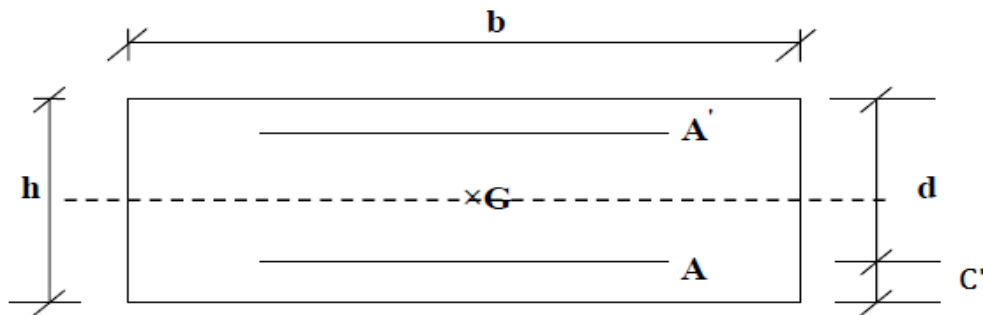


Figure III.28 : Dimensions de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 1ml.

c' : Enrobage : 2 cm.

d : Hauteur ultime $D = h - c'$

1/ Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{2.82} = 0.53\text{m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

$$e_1 : \text{excentricité structurelle} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 0.53 \text{ m}$$

e_a : excentricité accidentelle tel que :

$$\Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité du second ordre tel que :

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$$l_f : \text{Longueur de flambement} \quad \Rightarrow \quad l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section} \quad \Rightarrow \quad h_0 = 10 \text{ cm}$$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre :

$$\Rightarrow \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge, généralement considérée égal à 2.

\Rightarrow La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20 e_1}{h_0}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.53}{0.1}\right) = 0.106$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2 :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (1.2 + 0) = 0.005 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.53 + 0.02 + 0.005 = 0.56 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$N_u = 2.82 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.82 \times 0.56 = 1.58 \text{ KN.m}$$

III.4.7.1 Armatures longitudinales :

On a à l'ELU :

$$N_u = 2.82 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.58 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.58}{2.82} = 0.56 \text{ m}$$

$$e_G = 0.56 \text{ m} > Y = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et « c » en dehors de la section \Rightarrow Section partiellement comprimée.

\Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 1.66 \text{ KN.m}$$

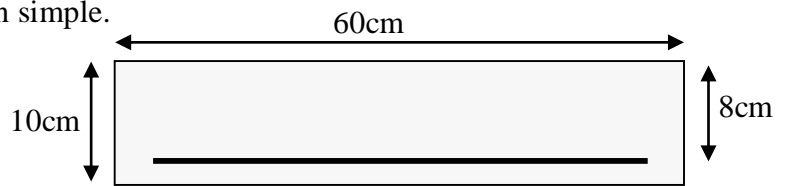


Figure III.29 : Section de calcul d'acrotère.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.018$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armatures comprimées).}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.023$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.60 - \frac{2.28 \times 10^{-3}}{348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

> **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } A = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{4\text{HA}8}$$

III.4.7.2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 1.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{4\phi 6}$$

✓ **L'espacement :****1/ Armatures longitudinales :**

$$S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

2/ Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à effectuées dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

1/ Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

Tel que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \quad ; \quad \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

○ **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.09} = 0.47\text{ m} \quad ; \quad e_y = \frac{h}{2} = 0.05\text{m}$$

$$e_G > e_y \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.42\text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.42^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.42) = -0.54\text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.42^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.42)^2 = -0.22\text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.42 y_c - 0.22 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.42 \leq y_c \leq -0.32$$

$$y_c = -0.4\text{m}$$

Donc :

$$y = -0.4 + 0.42 = 0.02\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \mu_t = 1.91 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = 47.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

2/ Contrainte limite du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$1.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

Donc la section et le nombre d'armatures choisies sont acceptables.

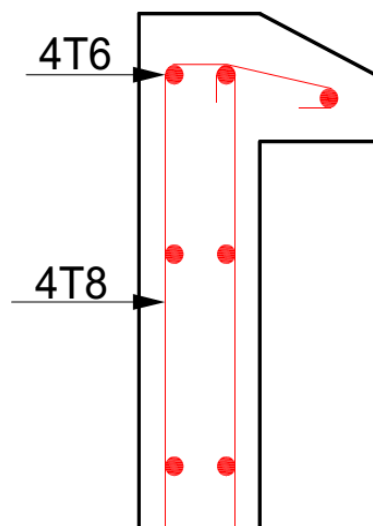


Figure III.30 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

IV.1 Introduction :

Le risque sismique est relié à l'aléa sismique ainsi qu'à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter des catastrophes ou dégâts incontrôlés qui risqueraient de provoquer un effondrement total, et même une instabilité des structures d'importance différente ainsi que suspendre sa fonctionnalité.

Pour mieux se protéger contre les événements sismiques, il est indispensable d'étudier et de comprendre le phénomène de tremblement de terre, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure, est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Les méthodes de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est applicable aux bâtiments irréguliers si la condition complémentaire suivante est vérifiée :

Zone IIa : Groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m ; or cette condition non vérifiée pour notre structure.

Donc : On utilise la méthode d'analyse modale spectrale. Néanmoins on calcul l'effort sismique à la base de la structure pour une vérification ultérieure.

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Art : 4.2.3 RPA99/2003})$$

Tel que :

○ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau (4.1 RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour notre cas :

Zone IIa

Groupe d'usage 2 $\Rightarrow A=0.15$

○ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Art : 4.2.3 RPA99/2003})$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau

(4.7 RPA99/2003)

On a un Sol ferme (Site S_2) donc : $T_1=0.15$ sec

$T_2=0.4$ sec

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Art : 4.2.3 RPA99/2003})$$

Où, ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2 RPA99/2003).

On a un contreventement mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$$

○ **Estimation de la période fondamentale (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{Art : 4.6 RPA99/2003})$$

Avec :

h_N : c'est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $\Rightarrow h_N = 28.56$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau (4.6).

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

On peut également utiliser aussi la formule suivante pour estimer la valeur de la période fondamentale :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 17.55 \text{ m}$$

$$D_y = 19.45 \text{ m}$$

Donc on aura la période estimée :

$$T = 0.050 \times (28.56)^{3/4} = 0.618 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad T = 0.618 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.614 \text{ sec} \\ T_y = 0.582 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x ; T) = 0.614 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.614 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_y ; T) = 0.582 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.582 \text{ sec}$$

Donc :

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{car : } T_2 = 0.4 \text{ sec} \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.614} \right)^{2/3} = 1.78 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.582} \right)^{2/3} = 1.84 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{S_x} = 1.3 \times 0.614 = 0.798 \text{ s} \\ T_{S_y} = 1.3 \times 0.582 = 0.756 \text{ s} \end{cases}$$

○ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Il est fonction du système de contreventement, il est indiqué dans le tableau (4.2 RPA99/2003).

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, on a un système de contreventement par des voiles porteurs en béton armé $\Rightarrow R = 3.5$

○ **Facture de qualité (Q) :**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_i^6 P_q \dots\dots\dots(\text{Art : 4.2.3 RPA99/2003})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau (4.4 RPA99/2003).

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité.

Critère	Pq	
	x-x	y-y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.00	0.00
Contrôle de qualité de matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de d'exécution	0.1	0.1
Q	1.3	1.3

○ **Poids total de la structure (W) :**

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (\text{Art : 4.2.3 RPA99/2003})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau (4.5) : Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \dots\dots\dots (\text{Art : 4.3.3 RPA99/2003})$$

Pour notre cas, on a le spectre de réponse comme il est représenté sur la figure :

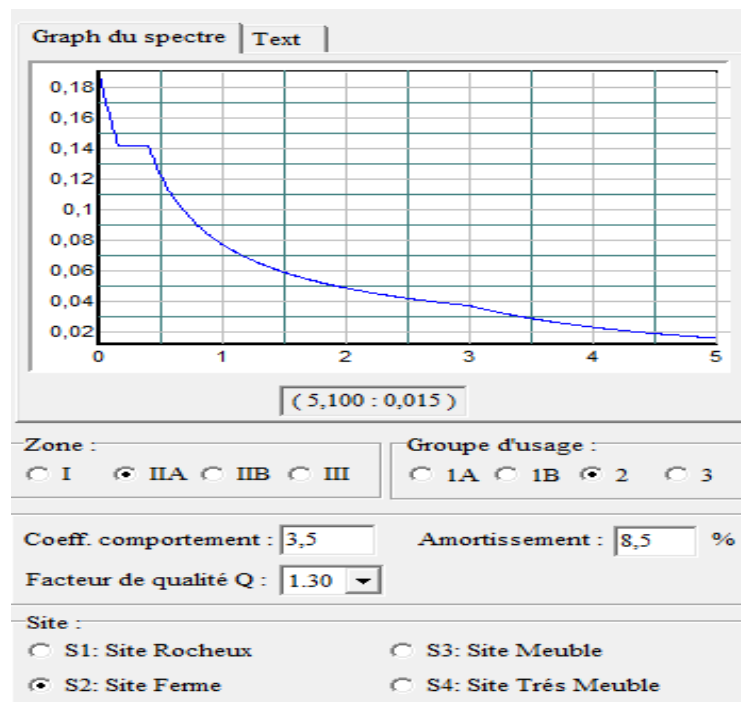


Figure IV.1 : Spectre de réponse adopté.

IV.3.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

✓ Centre de masse et de torsion :

Les coordonnées du centre de masse et du centre de torsion sont déterminées à partir du logiciel Etabs :

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométriques des planchers

Les niveaux	X_m (m)	Y_m (m)	X_T (m)	Y_T (m)
Sous-sol	8,349	8,742	8,297	9,386
RDC	8,263	9,515	8,437	9,604
1 ^{er} étage	8,075	8,456	8,406	9,767
2 ^{ème} étage	8,038	8,845	8,433	9,612
3 ^{ème} étage	7,980	8,81	8,426	9,431
4 ^{ème} étage	7,967	8,818	8,391	9,252
5 ^{ème} étage	7,954	8,824	8,340	9,094
6 ^{ème} étage	7,932	8,817	8,286	8,954
7 ^{ème} étage	7,902	8,924	8,226	8,837

Tel que :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

X_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

Y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

✓ Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

1. Excentricité théorique.

$$e_{xt} = |X_m - X_T|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_T|$$

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les excentricités théoriques des planchers

Les niveaux	e_{xt} (m)	e_{yt} (m)
Sous-sol	0.052	0.644
RDC	0.174	0.089
1 ^{er} étage	0.331	1.311
2 ^{ème} étage	0.395	0.767
3 ^{ème} étage	0.446	0.621
4 ^{ème} étage	0.424	0.434
5 ^{ème} étage	0.386	0.27
6 ^{ème} étage	0.354	0.137
7 ^{ème} étage	0.324	0.087

2. Excentricités accidentelles :

$$e_{xa} = \max(5\% L_{x\max} ; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\% L_{y\max} ; e_{yt}) \quad (\text{Art : 4.3.7 RPA99/2003})$$

$$L_x = 17.55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_{xa} = 0.87 \text{ m}$$

$$L_y = 19.45 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_{ya} = 0.97 \text{ m}$$

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

1. La disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

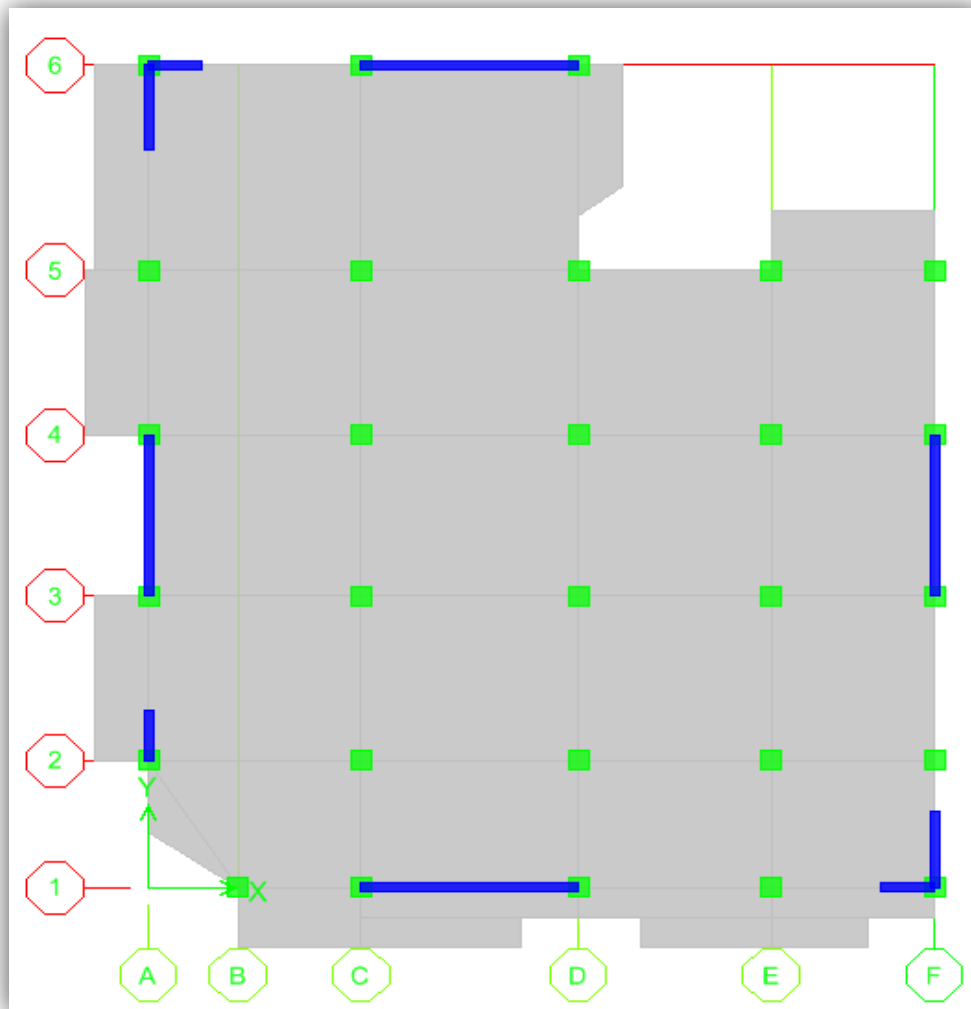


Figure IV.2 : Schéma de la disposition des voiles.

2. Modes de vibration et taux de participation de masses :

Le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être d'une façon que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir pour que la somme des masses modales effectives soit égale à 90% est 8 modes.

Tableau IV.4 : Périodes et facteurs de participation massique.

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique					
		U _X %	U _Y %	U _Z %	Σ U _X %	Σ U _Y %	RZ %
1	0,654763	0,315	71,9071	0	0,315	71,9071	0,0976
2	0,603571	70,586	0,2899	0	70,901	72,197	0,005
3	0,433269	0,0247	0,0602	0	70,9256	72,2572	70,5153
4	0,177781	0,137	14,89	0	71,0626	87,1472	0,007
5	0,15655	16,6963	0,1676	0	87,7589	87,3148	0,0193
6	0,109724	0,0145	0,0332	0	87,7734	87,348	17,008
7	0,079343	0,0846	5,067	0	87,858	92,4149	0,0102
8	0,069698	5,2775	0,0855	0	93,1355	92,5004	0,0134

Remarque :

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du **RPA99/version2003** avec une majoration de 30 % suivant les deux sens :

$$T_y = 0,654 \text{ sec} < T_{yf} = 0,756 \text{ sec} \quad ; \quad T_x = 0,603 \text{ sec} < T_{xf} = 0,798 \text{ sec}$$

IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.5.1 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art :7.2 RPA99/2003})$$

Tel que :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm ²)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
Sous-sol /RDC	55×55	2963,11	0.37	C.N.V
1/2 ^{ème} étage	50×50	2182.93	0.34	C.N.V
3/4 ^{ème} étage	45×45	1524.39	0.30	C.V
5/6 ^{ème} étage	40×40	889.81	0.22	C.V
7 ^{ème} étage	35×35	300.87	0.09	C.V

Il est remarquable que dans ce cas de dimensionnement des poteaux, la condition de l'effort normal réduit ($N_{rd} \leq 0.3$) n'est pas vérifiée ce qui conduit à redimensionner les sections des poteaux.

✓ **Redimensionnement des sections des poteaux :**

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit pour les nouvelles sections.

Niveau	B (cm ²)	N (KN)	N _{rd}	Remarque
Sous-sol /RDC	65×65	3220.91	0.30	C.V
1/2 ^{ème} étage	60×60	2370.16	0.26	C.V
3/4 ^{ème} étage	55×55	1643.81	0.21	C.V
5/6 ^{ème} étage	50×50	967.68	0.15	C.V
7 ^{ème} étage	45×45	323.14	0.06	C.V

✓ **Analyse des résultats :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Périodes et facteurs de participation massique pour les nouvelles sections.

Mode	Période (sec)	Facteur de participation massique					
		U _X %	U _Y %	U _Z %	Σ U _X %	Σ U _Y %	RZ %
1	0,612231	0,0252	72,173	0	0,0252	72,173	0,127
2	0,576353	71,021	0,021	0	71,0462	72,194	0,0498
3	0,41514	0,0131	0,0857	0	71,0593	72,2797	70,3834
4	0,166069	0,0484	15,0578	0	71,1076	87,3375	0,014
5	0,151024	16,7337	0,0676	0	87,8413	87,4052	0,0004
6	0,105972	0,0878	0,0328	0	87,9291	87,438	17,2112
7	0,075107	0,0523	5,0555	0	87,9814	92,4935	0,0144
8	0,068697	5,2069	0,0578	0	93,1883	92,5513	0,0004

Remarque :

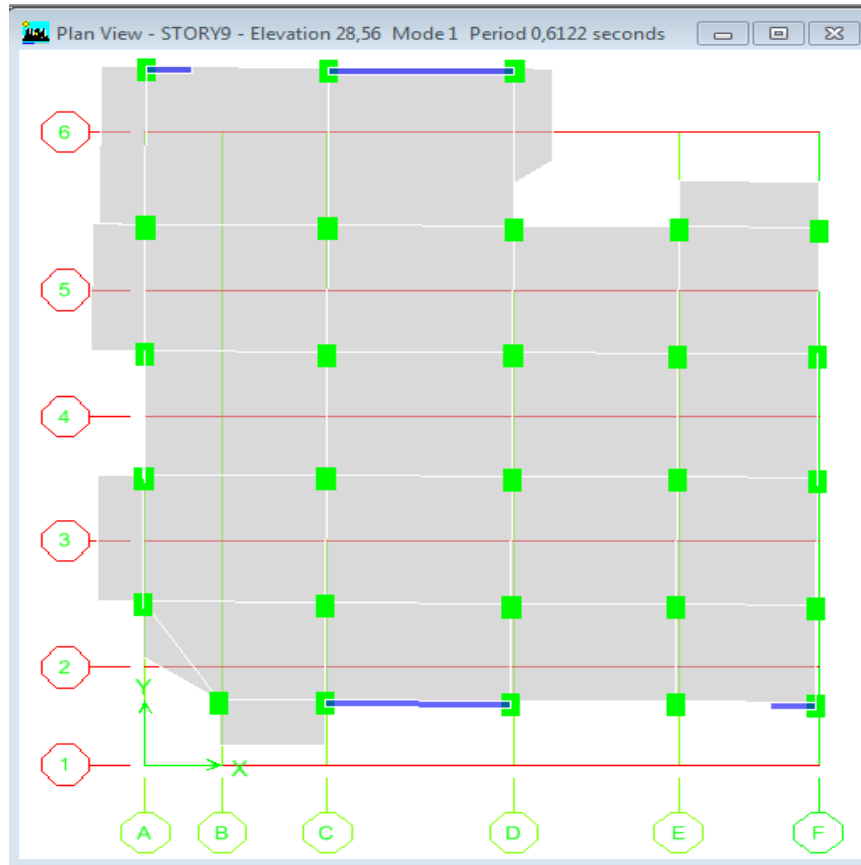
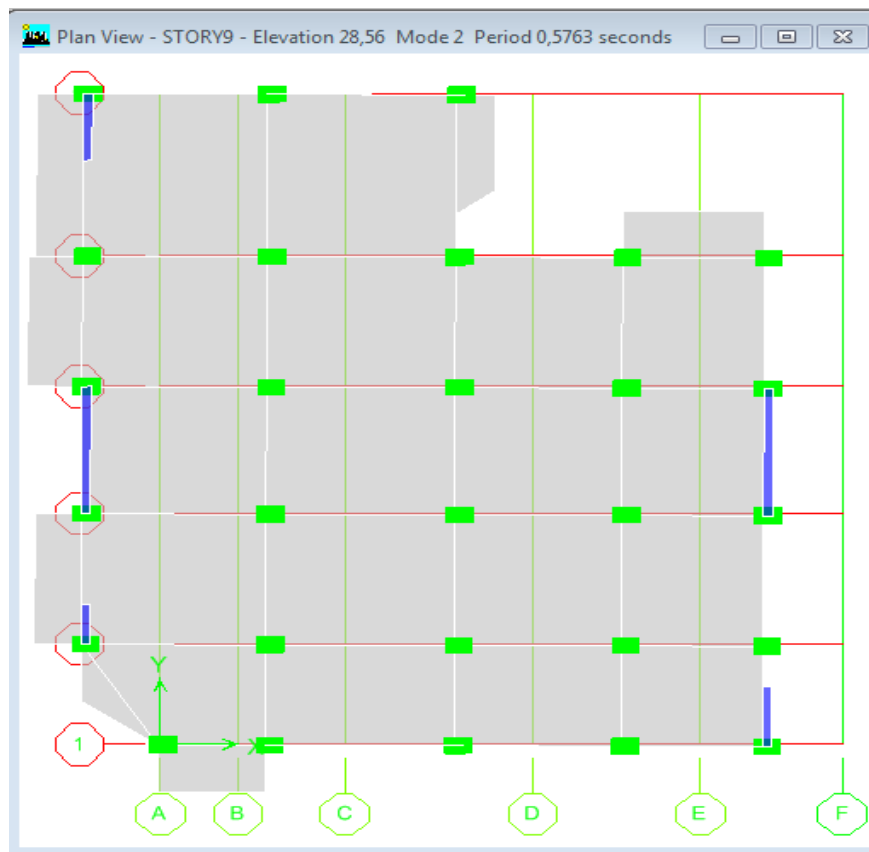
Pour cette disposition des voiles et les nouvelles dimensions des poteaux, on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction **y-y** est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant le sens **y-y**, et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens **x-x**, ce qui correspond au but recherché (avoir des translations dans les deux premiers modes de vibration).

Comme on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du **RPA99/version2003** avec une majoration de 30 % suivant les deux sens :

$$T_y = 0,614\text{sec} < T_{yf} = 0.756\text{sec} \quad ; \quad T_x = 0,578\text{sec} < T_{xf} = 0.798\text{sec}$$

Il est remarquable également que dans notre analyse que (08) modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation massique supérieur à 90 % dans les deux sens.

✓ Modes de vibration :

**Figure IV.3 : Mode 1 (Translation y-y)****Figure IV.4 : Mode 2 (Translation x-x)**

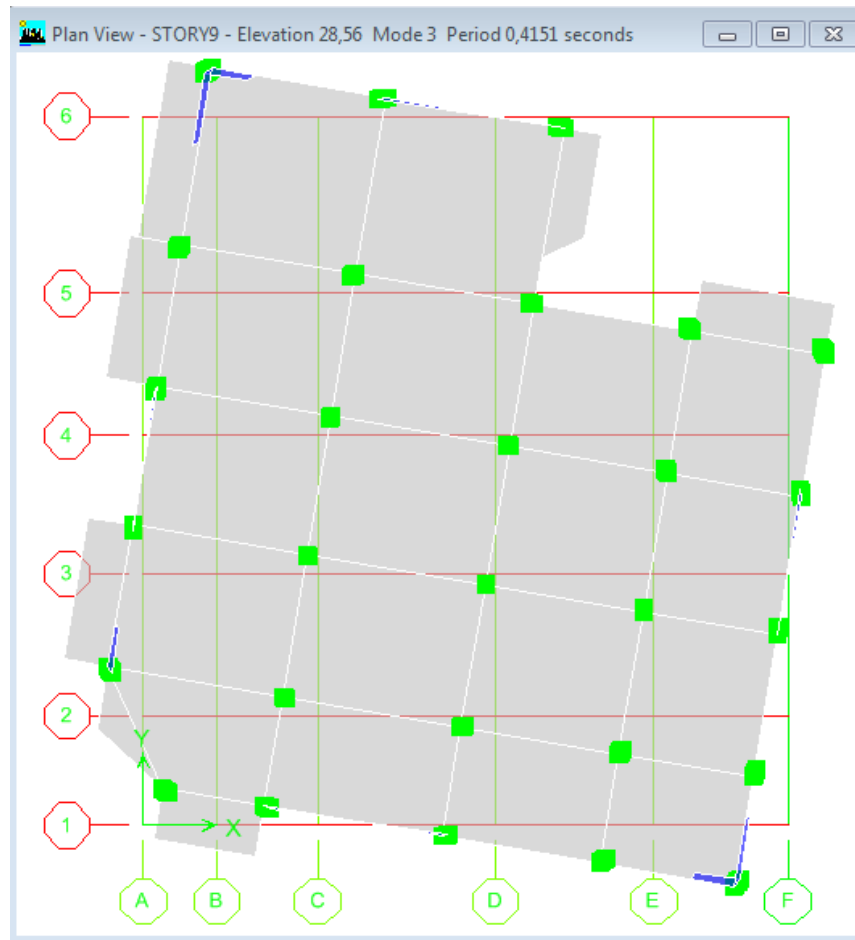


Figure IV.5 : Mode 3 (Rotation z-z)

IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques " V_{st} " déterminée par la méthode statique équivalente, doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques à la base " V_{dy} " obtenue par combinaison des valeurs modales.

$$V_{statique} \geq 0.8 \times V_{dy}$$

✓ Calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.3}{3.5} \times 34556.41 = 3427.01 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.84 \times 1.3}{3.5} \times 34556.41 = 3542.53 \text{ KN}$$

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	D	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	1.78	2893,78	3427.01	2741.61	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	1.97	2800.90	3542.52	2834.02	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

IV.5.3 Justification du système de contreventement :

* Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

-Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales.

-Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

* Pour un système de contreventement constitué par **des voiles porteurs** en béton armé :

-Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

1- Charges verticales :**Tableau IV.9 :** Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.

Niveau (m)	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	29734.73	24171.63	55.15	44.85

2- Charges horizontales :**Tableau IV.10 :** Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.

Niveau (m)	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	462.18	2519.81	15.5	84.5

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, ce qui nous conduit à avoir **un système de contreventement constitué par des voiles porteurs** en béton armé selon les RPA 2003. Donc le coefficient de comportement **R=3.5**

IV.5.4 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{Art 4.4.3 RPA99/2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ (Art 5.10 RPA99/2003)

Tableau IV.11 : Résumé des résultats de déplacements suivant x-x.

Niveau (m)	Sens x-x					Δ_K / h_K (%)
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
25.50	1.337	4.679	4.137	0.542	3.06	0.177
22.44	1.182	4.137	3.559	0.578	3.06	0.188
19.38	1.017	3.559	2.957	0.602	3.06	0.196
16.32	0,845	2.957	2.345	0.612	3.06	0.20
13.26	0.670	2.345	1.743	0.602	3.06	0.196
10.20	0.498	1.743	1.186	0.557	3.06	0.182
7.14	0.339	1.186	0.675	0.511	3.06	0.166
4.08	0.193	0.675	0.175	0.50	4.08	0.122
0.00	0.050	0.175	0	0.175	3.06	0.057

Tableau IV.12 : Résumé des résultats de déplacements suivant y-y.

Niveau (m)	Sens y-y					$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
25.5	1.431	5.008	4.469	0.539	3.06	0.176
22.44	1.277	4.469	3.892	0.577	3.06	0.188
19.38	1.112	3.892	3.272	0.620	3.06	0.202
16.32	0.935	3.272	2.628	0.644	3.06	0.210
13.26	0.751	2.628	1.977	0.651	3.06	0.212
10.20	0.565	1.977	1.351	0.626	3.06	0.204
7.14	0.386	1.351	0.773	0.578	3.06	0.188
4.08	0.221	0.773	0.192	0.581	4.08	0.141
0.00	0.055	0.192	0	0.192	3.06	0.062

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.030 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.5.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (\text{Art 4.4.3 RPA99/2003})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

Tableau IV.13 : Vérification des effets P- Δ .

Niveau (m)	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m).10 ⁻²	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m).10 ⁻²	V_k (KN)	θ_k
25.5	3.06	5424.93	0.542	649.53	0.014	0.539	620.45	0.015
22.44	3.06	11101.51	0.578	1186.96	0.017	0.577	1134.68	0.018
19.38	3.06	16778.09	0.602	1607.06	0.020	0.620	1541.41	0.022
16.32	3.06	22679.58	0.602	1958.27	0.022	0.644	1885.84	0.025
13.26	3.06	28581.06	0.612	2256.61	0.025	0.651	2179.81	0.027
10.20	3.06	34654.04	0.557	2497.80	0.025	0.626	2417.95	0.029
7.14	3.06	41210.57	0.511	2703.06	0.025	0.578	2620.58	0.029
4.08	4.08	47685.60	0.50	2840.83	0.020	0.581	2753.62	0.024
0.00	3.06	53906.38	0.175	2893.78	0.011	0.192	2800.9	0.012

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. D'où on a quatre types de sollicitations possibles :

1/ Compression simple. 2/ Traction simple. 3/ Flexion simple. 4/ Flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple et les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel Etabs dans l'ordre suivant :

- **Les combinaisons à considérer sont celles du CBA93 et du RPA99 :**

1- $1.35 G + 1.5 Q$ selon CBA93

2- $G + Q \pm E$ selon RPA99

3- $0.8 G \pm E$ selon RPA99

- **Les situations :**

1- Situation durable :

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad f_{c28} = 25MPa \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17MPa$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_e = 400MPa \quad ; \quad \sigma_s = 348MPa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

2- Situation accidentelle

$$\gamma_b = 1.15 \quad ; \quad f_{c28} = 25MPa \quad ; \quad f_{bu} = 21.73MPa$$

$$\gamma_s = 1 \quad ; \quad f_e = 400MPa \quad ; \quad \sigma_s = 400MPa$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}) \quad ; \quad (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}) \quad ; \quad (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003 :**a. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% A_s$, en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

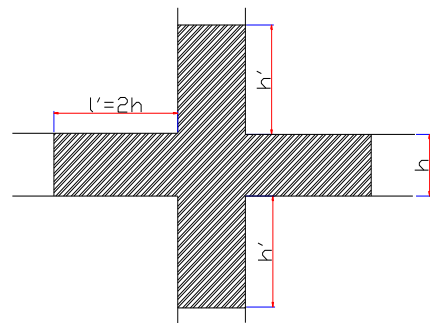


Figure V .1 : zone nodale

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol / RDC	65x65	33.8	169	253.5
1 ^{er} /2 ^{ème} étage	60x60	28.8	144	216
3/4 ^{ème} étage	55x55	24.20	121	181.5
5/6 ^{ème} étage	50x50	20.00	100	150
7 ^{ème} étage	45x45	16.20	81	121.5

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_c} \quad (\text{Art : 7.4.2.2})$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul. ; h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \quad \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

t : L'espacement des armatures transversales :

✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

✓ **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

✓ $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Les sollicitations les plus défavorables dans les poteaux :

Tableau V.2 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

		N_{comp}^{max} (KN)	N_{tra}^{max} (KN)	$Max(M_{2-2}^{max}, M_{3-3}^{max})$
Section	Combinaison	ELU	0.8GEX_{max}	GQEX_{min}
Poteaux 65x65	N (KN)	3220.91	-1872.75	1643.04
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	3.15	11.108	105.23
Poteaux 60x60	Combinaison	ELU	0.8GEX_{max}	GQEX_{min}
	N (KN)	2370.16	-806.9	978.16
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	9.02	5.62	134.88
Poteaux 55x55	Combinaison	ELU	0.8GEY_{max}	GQEY_{min}
	N (KN)	1643.81	-275.46	614.17
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	10.912	5.66	116.96
Poteaux 50x50	Combinaison	ELU	0.8GEY_{max}	GQEY_{min}
	N (KN)	968.99	-103.64	306.29
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	11.474	12.71	98.59
Poteaux 45x45	Combinaison	ELU	0.8GEY_{max}	GQEY_{min}
	N (KN)	323.14	-61.81	137.13
	$Max(M_{2-2}^{corr}, M_{3-3}^{corr})$	13.90	22.73	84.98

V.2.2.1 Ferrailage longitudinal et transversal des poteaux :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire) :

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal et transversal des poteaux.

Section (cm ²)	A _s socotec (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Armatures longitudinales		Armatures transversales		
			A _{adop} (cm ²)	Choix	A _t (cm ²)	A' _t (cm ²)	Choix
65x65	23.87	33.8	37.70	12T20	0.577	0.334	6T8
60x60	10.34	28.8	37.70	12T20	1.354	0.903	6T8
55x55	3.73	24.20	28.56	4T20+8T16	0.696	0.464	6T8
50x50	2.02	20.00	20.36	4T16+8T14	0.083	0.557	6T8
45x45	3.42	16.20	20.36	4T16+8T14	0.769	0.512	6T8

- **Exemple de calcul :**

- a- **Ferrailage longitudinal :**

On prend comme exemple : Zone 01(poteau **65x65**)

$$\begin{cases} M_{u\ corr} = 3.15 \text{ KN.m} \\ N_{u\ max} = 3220.91 \text{ KN} \\ M_{ser} = 2.25 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 2295.4 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Avec : la hauteur d'etage égale à } 4.08\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0009\text{m} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.3\text{m}$$

- **Vérification du flambement :**

$$L_f \leq \max \begin{cases} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{cases} \Rightarrow 2.856 \leq \max \begin{cases} 15 \\ 0.027 \end{cases}$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0009 \text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = 0.02 \text{ m}$
- Excentricité du 2^{ème} ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec : $L_f = 0,7.L = 2.856 \text{ m}$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}}\right) = 0.666$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10000 \times 0.65} (2 + 0.666 \times 2) = 0.022 \text{ m}$$

❖ **L'excentricité totale :**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.0009 + 0.02 + 0.022 = 0.0429 \text{ m}$$

- Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_T = e_T \times N_u = 0.0321 \times 3220.91 = 138.17 \text{ KN.m}$$

- Calcul de moment fictif au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 840.58 \text{ KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$963.13 \leq 1190.18 \dots \dots \dots 1$$

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \dots \dots \dots 2$$

D'après 1 et 2 la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_T , puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{840.58 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.585^2 \times 14.17} = 0.266 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc : } A'_1 = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,395$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,842$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_1 = \frac{M^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{840,58 \times 10^4}{0,842 \times 585 \times 348} = 49,04 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 49,04 - \frac{3220,91 \times 10}{348} = -43,51 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

• **Selon le BAEL :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0,2\% B ; 4 \text{ cm}^2 \times \mu_{(m)}) \\ A_{\max} = 0,5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 7,94 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 21,13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Selon le RPA :**

$$A_{\min} = 0,8\% B = 33,80 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 33,8 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 37,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **12T20**

Ferrailage transversal :

On a : $V_u = 29,03 \text{ KN}$

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone IIa ; $t = 8 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa ; $t' = 12 \text{ cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte : un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit : Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$

a- Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.65} = 4.39 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3.75$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 3.75 \times 29.03 \times 10}{65 \times 400} = 0.577 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_s = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 6Φ8

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit : $\lambda_g = 4.39 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$

$$\frac{3.02}{65 \times 12} = 0.39\% > 0.3\% \quad \Rightarrow \text{ C.V }$$

b- Zone nodale :

$$\lambda_g = 4.39 < 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 3.75$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 3.75 \times 29.03 \times 10}{65 \times 400} = 0.334 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_s = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ 6Φ8

$$\lambda_g = 4.39 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{3.02}{65 \times 8} = 0.58\% > 0.3\% \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

On adopte les mêmes sections d'armatures transversales pour toutes les zones de calcul.

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (Art :7.4.3.1 BAEL)**

On a : $V_{u \max} = 29.03 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.03 \times 10^3}{650 \times 585} = 0.076 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{cases} = 3.33 \text{ MPA}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = 0.076 \text{ MPA} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1 \text{ MPA} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement : (Art : 7.4.2.1 RPA2003)

40% en zone II donc :

$$\begin{array}{ll} \text{Pour T20 : } L_r = 80 \text{ cm} & ; \quad \text{T16 : } L_r = 64 \text{ cm} \\ \text{T14 : } L_f = 56 \text{ cm} & ; \quad \text{T12 : } L_f = 48 \text{ cm} \end{array}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art :7.4.3.1 BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPA} \end{cases} = 3.33 \text{ MPA}$$

Tableau V.4 : Vérification des efforts tranchants

Zone	a (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
1	0.65	29.03	0.076	3.33	C.V
2	0.6	72.26	0.223	3.33	C.V
3	0.55	34.04	0.125	3.33	C.V
4	0.50	37.14	0.165	3.33	C.V
5	0.45	30.76	0.168	3.33	C.V

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art :7.4.3.2 RPA2003)**

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Zone	λ_g	ρ_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	4.39	0.04	29.03	0.076	1.00	C.V
2	3.75	0.04	72.26	0.223	1.00	C.V
3	3.89	0.04	34.26	0.125	1.00	C.V
4	4.28	0.04	37.14	0.165	1.00	C.V
5	4.76	0.04	30.76	0.168	1.00	C.V

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Zone	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Observation
1	2295.40	2.25	4.68	15	Vérifiée
2	1691.88	6.47	4.46	15	Vérifiée
3	1175.20	7.86	3.99	15	Vérifiée
4	692.77	8.17	3.04	15	Vérifiée
5	232.27	10.04	1.35	15	Vérifiée

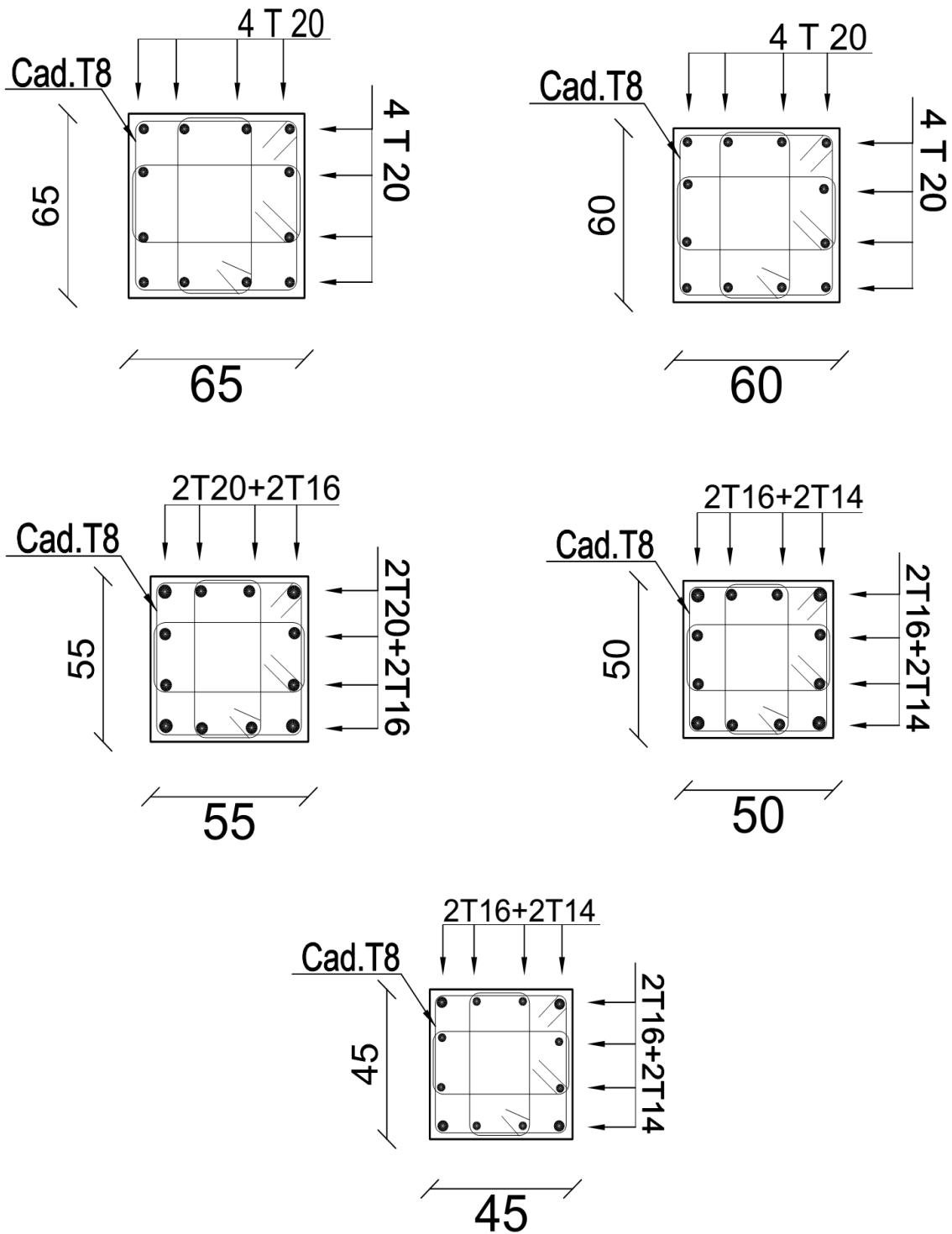
Remarque :

On considère que :

Zone 1: SS, RDC ; **Zone 2 :** 1, 2^{ème} étage ; **Zone 3 :** 3, 4^{ème} étage

Zone 4 : 5, 6^{ème} étage ; **Zone 5 :** 7^{ème} étage

Ferraillage des poteaux:



V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments et des efforts tranchants, d'où le calcul se fera en flexion simple, avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.1 Les combinaisons de calcul :

- 1- $1.35 G + 1.5 Q$ selon CBA93
 2- $G + Q \pm E$ selon RPA99/2003
 3- $0.8 G \pm E$ selon RPA99/2003

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis.

V.3.2 Sollicitations de calcul :

Tableau V.7 : les sollicitations dans les poutres principales.

Zone	ELU			ELS	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
01	57.24	72.76	124.32	40.85	51.91
02	51.35	79.48	117.36	36.95	56.77
03	51.98	84.56	117.66	37.36	60.77
04	53.59	92.53	120.15	38.54	66.52
05	55.52	84.15	119.21	40.22	60.77

Tableau V.8 : les sollicitations dans les poutres secondaires.

Zone	ELU			ELS	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V_u (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
01	11.09	24.28	26	7.82	17.24
02	44.055	70.37	101.12	31.33	50.14
03	42.13	57.55	48.94	29.56	41.3
04	46.6	68.88	56.31	33.49	49.45
05	40.94	66.37	53.5	29.55	47.69

V.3.3 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales.

zone	Armatures longitudinales							Arm transversales	
	Travée				Appui			St (RPA)	
	A_{min} cm ²	A_{cal} cm ²	A_{adop} cm ²	Choix	A_{cal} cm ²	A_{adp} cm ²	Choix	Nodale e=10cm	Courante e=15cm
1	6.75	4.02	8.01	3T14+3T12	5.45	7.70	5T14	4Φ8	4Φ8
2	6.75	3.59	8.01	3T14+3T12	5.68	7.70	5T14	4Φ8	4Φ8
3	6.75	3.64	8.01	3T14+3T12	6.06	7.70	5T14	4Φ8	4Φ8
4	6.75	3.75	8.01	3T14+3T12	6.68	7.70	5T14	4Φ8	4Φ8
5	6.75	3.90	8.01	3T14+3T12	6.04	7.70	5T14	4Φ8	4Φ8

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres secondaires.

Zone	Armatures longitudinales							Arm transversales	
	Travée				Appui			St (RPA)	
	A_{min} cm ²	A_{cal} cm ²	A_{adp} cm ²	Choix	A_{cal} cm ²	A_{adp} cm ²	Choix cm ²	Nodal e=10m	Courante e=15cm
1	6.75	0.75	7.70	5T14	1.66	6.79	6T12	4Φ8	4Φ8
2	6.75	3.01	7.70	5T14	4.99	6.79	6T12	4Φ8	4Φ8
3	6.75	2.88	7.70	5T14	4.05	6.79	6T12	4Φ8	4Φ8
4	6.75	3.19	7.70	5T14	4.89	6.79	6T12	4Φ8	4Φ8
5	6.75	2.8	7.70	5T14	4.7	6.79	6T12	4Φ8	4Φ8

V.3.4 Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales dans la zone 1.

A. Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_u = 57,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 40,85 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{57,24 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,425)^2 \times 14,17} = 0,074 < \mu_l = 0,392$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,962$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57240}{0,962 \times 42,5 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,47 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{4,02}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 42,5}{7,5 \times 4,02}} - 1 \right] = 11,21 \text{ cm} \Rightarrow y = 11,21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (11.21)^3}{3} + 15 \times 4.02(42.5 - 11.21)^2 = 73124.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40.85 \times 10^6}{73124.51 \times 10^4} \times 112.1 = 6.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

• **Choix des armatures :**

$$A_{\max} = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{RPA}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{3\text{T}14 + 3\text{T}12}$$

➤ **Aux appuis :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21.7 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_u = 72.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 51.91 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{72.76 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.425)^2 \times 14.17} = 0.095 < \mu_l = 0.392$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.95$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72760}{0.95 \times 42.5 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.47 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification a l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$Y = 15 \times \frac{5.45}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 42.5}{7.5 \times 5.45}} - 1 \right] = 12.74 \text{ cm} \quad \Rightarrow y = 12.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times (12.74)^3}{3} + 15 \times 5.45 \times (42.5 - 12.74)^2 = 93080.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{51.91 \times 10^6}{93080.49 \times 10^4} \times 127.4 = 7.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

• **Choix des armatures :**

$$A_{\max} = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend un ferrailage de : } A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{5T14}}$$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/2003 :**

a- Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

b- Poutres secondaires :

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

B. Calcul des armatures transversales :

a- Selon le BAEL91 :

$$\text{La section minimale } A_t \text{ doit vérifier : } A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$$

$$\text{On adopte un espacement : } \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Dunc: } A_t \geq 0,45 \times 0,3 \times 0,15 / 400 \quad \Rightarrow \quad \boxed{A_t \geq 0,50 \text{ cm}^2}$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\min} \right\}$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right\} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

b- Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espace maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_L) = 10 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 15 \text{ cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 8$

Conclusion:

On adopte :

$$A_{t \text{ Adoptée}} = \max (A_{t \text{ BAEL}} ; A_{t \text{ RPA}}) : A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\Phi 8$$

$$S_{t \text{ Adopté}} = \min (S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}) :$$

$$\text{En zone nodale} : \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante} : \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

C. Vérifications des contraintes :

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

a- Les poutres principales :

Les résultats de vérification de la contrainte de cisaillement sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poutres principales.

Zones	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
01	30x45	124.32	0.23	3.33	C.V
02	30x45	117.36	1.35	3.33	C.V
03	30x45	117.66	1.95	3.33	C.V
04	30x45	120.15	1.76	3.33	C.V
05	30x45	119.21	0.68	3.33	C.V

b- Les poutres secondaires :**Tableau V.12** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.

Zones	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
01	30x45	26	0.2	3.33	C.V
02	30x45	101.12	0.79	3.33	C.V
03	30x45	48.94	0.38	3.33	C.V
04	30x45	56.31	0.44	3.33	C.V
05	30x45	53.5	0.42	3.33	C.V

✓ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On a utilisé le logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

On doit vérifier que :

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

D'où, les résultats des contraintes dans les poutres principales sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes de compression dans le béton (PP).

Zones	Sollicitation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
1	Sur appuis	51.91	9.24	8.11	15	C.V
	En travée	40.85	7.70	4.94	15	C.V
2	Sur appuis	56.77	8.07	6.76	15	C.V
	En travée	36.95	7.7	4.47	15	C.V
3	Sur appuis	60.77	8.01	7.26	15	C.V
	En travée	37.36	7.6	4.54	15	C.V
4	Sur appuis	66.52	7.6	8.08	15	C.V
	En travée	38.54	7.6	4.68	15	C.V
5	Sur appuis	60.77	7.6	7.39	15	C.V
	En travée	40.22	7.6	4.89	15	C.V

Les résultats de vérification de la contrainte de compression dans le béton pour les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes de compression dans le béton (PS)

Zones	Sollicitation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1	Sur appui	17.24	8.01	2.05	15	C.V
	En travée	7.82	8.42	0.92	15	C.V
2	Sur appui	50.14	8.01	5.99	15	C.V
	En travée	31.33	8.04	3.74	15	C.V
3	Sur appui	41.30	9.05	4.73	15	C.V
	En travée	29.56	8.04	3.52	15	C.V
4	Sur appui	49.45	9.05	5.66	15	C.V
	En travée	33.49	8.04	4.00	15	C.V
5	Sur appui	47.69	6.79	6.02	15	C.V
	En travée	29.55	9.05	3.38	15	C.V

D. Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

On fait le calcul pour le cas plus défavorables :

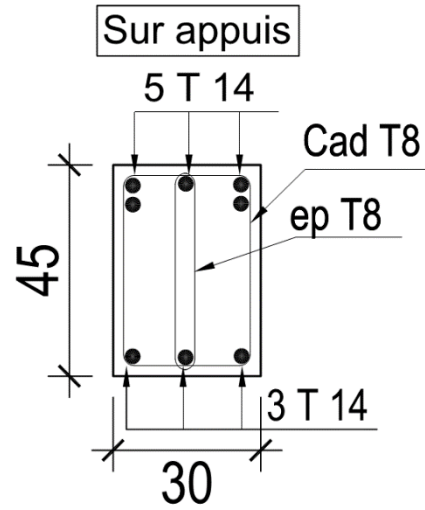
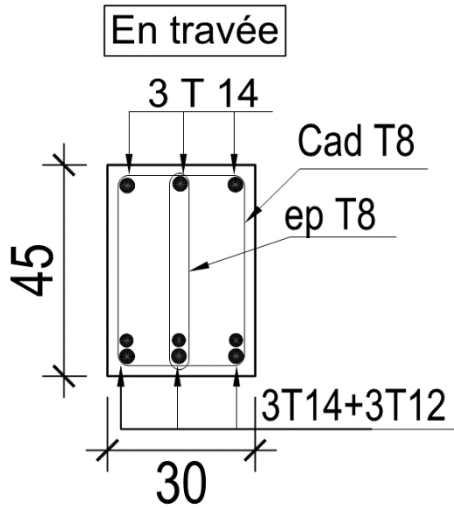
$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}} \quad ; \quad c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{485} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{45}{485} = 0,09 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{57.24}{92.52} = 0.062$$

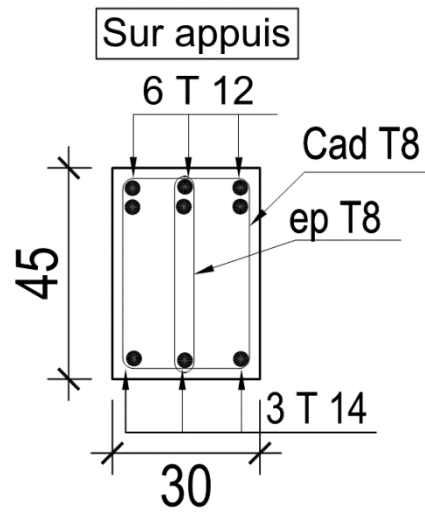
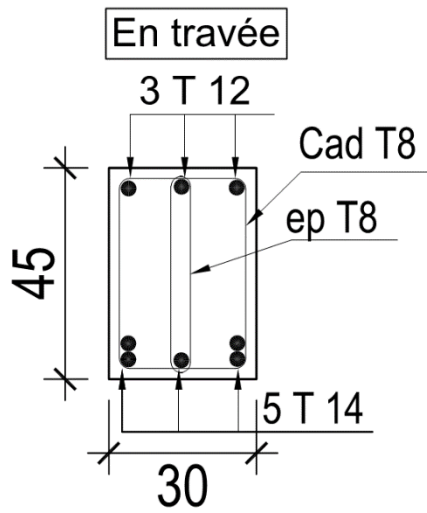
$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.05}{30 \times 42.5} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010$$

Ferraillage des poutres:

Poutres Principales



Poutres Secondaires



V.4 Etude des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend cinq (5) types de voiles :

Type 1 : L = 4.85m ; **Type 2** : L = 3.8 m ; **Type 3** : L=1.2m

Type 4 : L=2m ; **Type 5** : L =1.2m

On adopte le même ferrailage pour chaque zone de calcul.

V.4.2 Recommandations du RPA99/2003 :

a. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e \quad ; \quad S \leq 30 \text{ cm}$$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.3 Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.4 Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max}$; M_{corr}
2. $N_{traction}^{max}$; M_{corr}
3. M_{max} ; N_{corr}

V.4.4.1 Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \times e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

Les résultats du ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.15 : Ferrailage vertical du voile type 1.

Zone	Type	N (kN)	M (kN.m)	σ_2 (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	L _C (m)	F (kN)	A _v (cm ²)
1	N _{min}	-893.72	53.52	-989.62	-853.10	4.85	893.72	11.17
	N _{max}	-3401.33	264.67	-3844.08	-3168.97	4.85	3410.33	42.52
	M _{max}	-2742.41	363.86	-2363.17	-3291.28	4.85	2742.41	42.52
2	N _{min}	-708.11	6811	-816.88	-643.14	4.85	708.11	8.85
	N _{max}	-2774.21	285.72	-3224.41	-2495.61	4.85	2774.21	34.68
	M _{max}	-2774.21	285.72	-3224.41	2495.61	4.85	2774.21	34.68
3	N _{min}	-484.52	51.22	-564.83	-434.18	4.85	484.52	6.06
	N _{max}	-2145.68	157.25	-2412.59	-2011.49	4.85	2145.68	20.82
	M _{max}	-2024.95	194.31	-2335.40	-1839.76	4.85	2024.06	25.31
4	N _{min}	-231.06	13.9	-255.93	-220.48	4.85	231.06	20.89
	N _{max}	-1710.95	146.69	-1950.95	-1576.78	4.85	1710.95	21.39
	M _{max}	-1611.00	185.15	-1896.96	-1424.69	4.85	1611.00	20.14
5	N _{min}	-96.52	8.37	-110.18	-88.83	4.85	96.52	1.21
	N _{max}	-463.61	81.37	-581.13	-37417	4.85	463.61	5.8
	M _{max}	-463.61	81.37	-581.73	-374.17	4.85	463.61	5.8

Tel que :

$L_T=0$

Nature= S.E.T

Remarque :

Pour le ferrailage des autres types de voiles, voir les annexes.

Tableau V.16 : Choix des barres du voile type 1.

Choix des barres / nappe									
Zone	A_v (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_{min} cm ²	A_{adop} (cm ²)	Zone courante	Zone d'about	A_H (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix
1	42.52	2.42	48.68	49.26	20T14	12T14	14.55	14.92	19T10
2	34.68	2.51	48.68	49.26	20T14	12T14	14.55	14.92	19T10
3	20.82	1.87	48.68	49.26	20T14	12T14	14.55	14.92	19T10
4	21.39	1.32	48.68	49.26	20T14	12T14	14.55	14.92	19T10
5	5.80	2.42	48.68	49.26	20T14	12T14	14.92	14.92	19T10

Tel que :

Zone courante $St=20cm$

Zone d'about $St=10cm$

NB :

Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max} .

V.4.4.2 Vérification des contraintes de compression et de cisaillement :

Le tableau suivant regroupe tous les résultats de vérifications à l'ELS.

Tableau V.17 : Vérification des contraintes du voile type1.

voile	Zone	V	Vérification de contraintes de cisaillement			vérification à l'ELS			
			τ_b	OBS	τ_u	OBS	N_s	σ_{bc}	OBS
Type 01	1	52.37	0.054	C.V	0.075	C.V	2405.3	2.46	C.V
	2	62.83	0.065	C.V	0.081	C.V	1963.42	2.01	C.V
	3	39.78	0.041	C.V	0.057	C.V	1519.13	1.55	C.V
	4	44.84	0.046	C.V	0.064	C.V	963.29	0.98	C.V
	5	43.37	0.044	C.V	0.062	C.V	329.16	0.34	C.V
Type 02	1	10.47	0.014	C.V	0.120	C.V	2311.38	2.37	C.V
	2	65.26	0.086	C.V	0.120	C.V	1959.31	2.00	C.V
	3	27.5	0.036	C.V	0.050	C.V	1487.43	1.52	C.V
	4	28.11	0.037	C.V	0.052	C.V	954.66	0.98	C.V
	5	26.4	0.035	C.V	0.049	C.V	337.97	0.35	C.V
Type 3	1	13.93	0.058	C.V	0.081	C.V	619.85	0.63	C.V
	2	38.54	0.160	C.V	0.224	C.V	461.13	0.47	C.V
	3	32.47	0.135	C.V	0.189	C.V	299.94	0.31	C.V
	4	32.52	0.136	C.V	0.190	C.V	235.08	0.24	C.V
	5	48.68	0.202	C.V	0.283	C.V	91.37	0.09	C.V
Type 4	1	25.07	0.063	C.V	0.088	C.V	1048.71	1.07	C.V
	2	27.11	0.068	C.V	0.095	C.V	860.21	0.88	C.V
	3	33.87	0.085	C.V	0.120	C.V	619.84	0.63	C.V
	4	34.36	0.086	C.V	0.120	C.V	394.96	0.40	C.V
	5	49.41	0.123	C.V	0.172	C.V	138.01	0.14	C.V
Type 5	1	52.95	0.220	C.V	0.308	C.V	701.53	0.72	C.V
	2	62.83	0.262	C.V	0.367	C.V	596.66	0.61	C.V
	3	39.78	0.166	C.V	0.232	C.V	467.04	0.48	C.V
	4	44.84	0.187	C.V	0.262	C.V	302.02	0.31	C.V
	5	43.37	0.181	C.V	0.253	C.V	103.51	0.11	C.V

Tel que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 3.5MPa \quad ; \quad \bar{\tau}_u = 5MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \tau_b < \overline{\tau}_b$$

V.4.4.2 Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de ($L = 4.85m$; $e = 0.2 m$)

➤ Détermination des sollicitations :

$$N = 3401.33kN$$

$$M = 363.86 \text{ kN.m}$$

$$V = 52.95 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0.97 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 1.90m^4$$

$$V = \frac{l}{2} = 2.425 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-3401.33}{0.97} + \frac{363.86 \times 2.425}{1.90} = -3051.40kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} = \frac{-3401.33}{0.97} - \frac{363.86 \times 2.425}{1.9} = -3970.93kN/m^2$$

Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

❖ Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \cdot e$$

❖ Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \cdot e$$

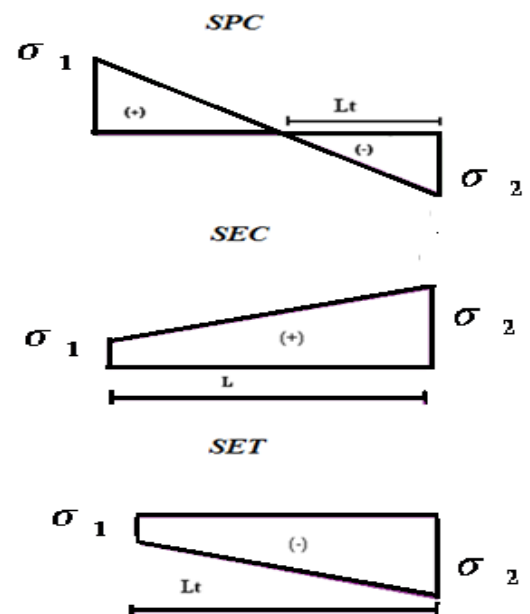
⇒ section du voile est entièrement tendue :

$$L_t = l = 4.85m$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e = \frac{3042.13 + 3970.93}{2} \times 4.85 \times 0.2 = 3401.33KN$$

➤ Armatures verticales :

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{3401.33 \times 10}{400} = 85.03 \text{ cm}^2$$



$$(A_v / ml) / \text{Face} = (85.03/0.9)/2 = 47.24 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max \left(0.2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{min} = \max(19.4 ; 48.74) = 48.74 \text{ cm}^2$$

$$(A_{min} / ml) / \text{Face} = (48.74/0.9)/2 = 27.07 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 52.995 \times 10}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_v; A_{min}) = 27.07 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

Le ferrailage adopté :

$$\text{En zone d'about : } A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{6\text{HA}16}$$

$$\text{En zone courante : } A_s = 18.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{6\text{HA}20}$$

$$\text{Donc } A_s \text{ adopté : } A_s = 30.91 / \text{face}.$$

➤ **Espacement**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 7 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{30.91}{4} = 7.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 485 = 14.55 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right) = 14.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_H = 14.92 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \Rightarrow \boxed{19\text{HA}10}$$

Avec : $S_h = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 52.95 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 4.85} = 0.08MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{52.95 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 4.85} = 0.06MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

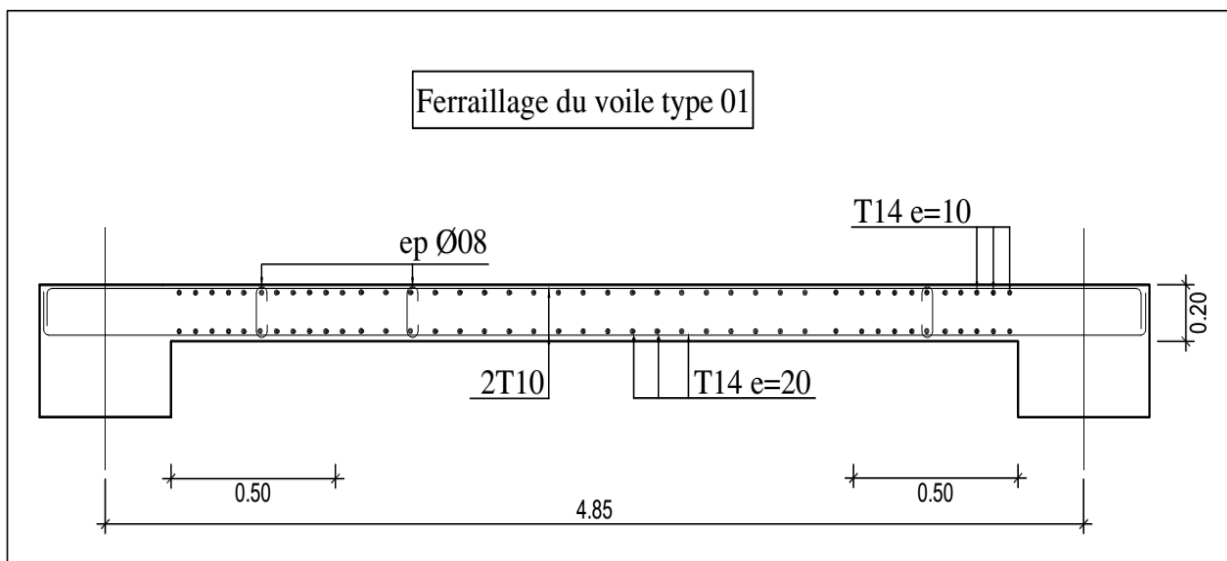
➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2405.3 \times 10^{-3}}{0.20 \times 4.85 + (15 \times 48.24 \times 10^{-4})} = 2.31 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

Schéma du ferrailage :



VI.1 Généralité :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2 Différents types des fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

1/ Les fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).

2/ Les fondations profondes : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puit, pieux).

3/ Les fondations spéciales : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

4/ Les fondations surfacique ou radier :

Il existe quatre (04) types de radiers :

- a) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- b) Le radier nervuré.
- c) Le radier champignon sous poteau.
- d) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifier lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 0.2 MPa

D'après le RPA99/2003(**Art10.1.4.1**) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

VI.3 Choix du type de fondation :**VI.3.1 Vérification de semelle isolée :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

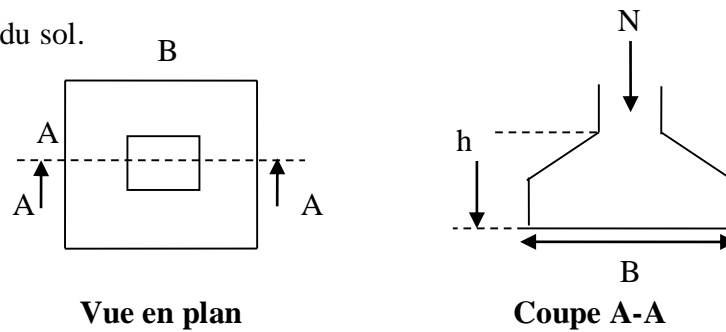


Figure VI.1 : Semelle isolée

On a :

$$N = 2295.4 \text{ kN} \quad ; \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{2295.4 \times 10^{-3}}{2 \times 10^{-1}}} = 3.38 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2 Vérification des semelles filantes :

Tableau VI.1 : Calcul des semelles filantes.

Files	$\sum Ni$ (kN)	L_F (m)	S (m ²)	B (m)
File 1	7844.87	15.95	39.22	2.45
File 2	8237.93	15.95	41.18	2.58
File 3	12431.28	20.80	62.15	2.99
File 4	13052.28	20.80	65.26	3.13
File 5	10747.37	17.80	53.73	3.02

$$L_F = \sum Li + 2d \Rightarrow \text{Longueur de la file plus le débord.}$$

$$S = \frac{\sum Ni}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\frac{\sum Ni}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{\sum Ni}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$$

Remarque :

La largeur de notre semelle égale à 3.13m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe est de 3m, donc on passe au radier général.

VI.3.3 : Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trames).

VI.3.3.1 Pré dimensionnement du radier :**A. La hauteur du radier :**

- **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.85$ m : la plus grande distance entre deux files successives.

D'où : $60.62\text{cm} \leq h_r \leq 97\text{cm}$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Tel que :

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.2$ MPa

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

Pour un sol moyen : $K = 40$ MN/m³

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.85^4)}{32164.2 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 70 \text{ cm}$$

Pour que toutes les conditions précédentes soient satisfaites :

On opte : \Rightarrow $h_r = 80\text{cm}$

B. La surface minimale du radier :

$$S_{\text{radier}} = \frac{53906.36}{200} = 269.53 \text{ m}^2 \quad ; \quad S_{\text{bâtiment}} = 299.79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \leq S_{\text{bâtiment}} \quad \Rightarrow \text{On a besoin au débord.}$$

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \quad \Rightarrow \text{On prend : } D = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = 299.79 + 36.03 = 336 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{S_{\text{radier}} = 336 \text{ m}^2}$$

C. Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{vp}} = e \times h \times L \times \rho_{\text{BA}} \quad \Rightarrow G_{\text{vp}} = 0.2 \times 3.06 \times 72.61 \times 25 = 1110.93 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = \rho_{\text{BA}} \times h_r \times S_r \quad \Rightarrow G_{\text{rad}} = 25 \times 0.8 \times 336 = 6720 \text{ KN}$$

$$G_{\text{bat}} = 32359.02 \text{ kN}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} + G_{\text{vp}} = 40189.95 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 21547.33 \text{ KN}$$

- Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35 G_t + 1.5 Q_t = 86577.42 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_t = 60626.35 \text{ KN}$$

- Vérification de surface du radier :

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{86577.42}{200 \times 1.33} = 325.47 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

$$\text{à l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{61737.28}{200} = 308.68 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

VI.3.3. Les vérifications nécessaires :**o La pression hydrostatique :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique, suivant cette formule : $G_T \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure.

$$\alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 3.06 \times 336 = 15422.4 \text{ KN}$$

$G_T = 40189.95 \text{ KN} > 15422.4 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

○ **Condition de non poinçonnement :**

La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \text{ Avec :}$$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'ELU

h : Epaisseur totale du radier.

● **Pour les voiles :**

Le voile le plus sollicité est : V1 ; Avec : $N_u = 4234.05 \text{ KN}$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h)^2 = (0.20 + 4.85 + 2h)^2 = 10.1 + 4h$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)} \Rightarrow 3h^2 + 7.46h - 4.23 \geq 0$$

$$\Rightarrow h \geq 47 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

● **Pour les poteaux :**

Le poteau le plus sollicité est : C5 ; Avec $N_u = 2295.40 \text{ KN}$

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.65 + h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4 \times (0.65 + h) \times h \times 25}{1.5} \Rightarrow N_u \leq 3h^2 + 1.95h$$

$$\Rightarrow h \geq 60 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{\text{C.V}}$$

○ **Vérification au cisaillement :**

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{\text{ultim}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u^{\max} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} = 624.85 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{624.85}{2 \times 0.72} = 0.867 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

○ **Calcul du cdg et les moments d'inertie :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;

(Xi , Yi) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier (données par logiciel SOCOTEC) :

$$X_G = 8.47 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.12 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 9277.7 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 8353.9 \text{ m}^4$$

○ **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le RPA2003 (**Art : 10.1.5**) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad \text{Avec :} \quad e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

Tableau VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement.

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E		G+Q-E	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
N (KN)	45449.34	46884.01	6325.1	4890.49	3151.05	74903.1	34344.22	32909
M(KN.m)	3101.22	3214.35	3053.38	3211.62	3118.56	3215	3036	3210.9
e (m)	0.068	0.068	0.48	0.65	0.99	0.04	0.08	0.97
L/4 (m)	4.38	4.86	4.38	4.86	4.38	4.86	4.38	4.86
Obs	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

○ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad ; \quad \text{Telle que : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 8.47\text{m} \quad ; \quad Y_g = 9.12\text{m} \quad ; \quad I_{xx} = 9277.7\text{m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 8353.9\text{m}^4$$

Tableau VI.3 : Vérification de contraintes dans le sol.

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E		G+Q-E	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
N (KN)	45449.34	46884.01	6325.1	4890.49	3151.05	74903.1	34344	32909
M (KN.m)	3101.22	3214.35	3053.38	3211.62	3118.56	3215	3036	3210.9
V (m)	8.47	9.12	8.47	9.12	8.47	9.12	8.47	9.12
I (m⁴)	9277.7	8353.9	9277.7	8353.9	9277.7	8353.9	9277.7	8353.9
S_{rad}(m²)	336	336	336	336	336	336	336	336
σ₁ (MPa)	0.132	0.135	0.018	0.010	0.006	0.219	0.099	0.094
σ₂ (MPa)	0.138	0.143	0.021	0.018	0.012	0.226	0.105	0.101
σ_{moy} (MPa)	0.133	0.137	0.018	0.012	0.048	0.220	0.100	0.095
σ_{Adm} (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Obs	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.N.V	C.V	C.V

Remarque :

On remarque que : $\sigma_{moy} > \sigma_{Adm}$, donc on doit redimensionner le radier ;

On prend : D=100cm \Rightarrow **S_{rad}=372.40m²**

$\Rightarrow \sigma_{moy} = 0.198\text{MPa} < \sigma_{Adm} = 0.2\text{MPa} \Rightarrow$ C.V

VI.4 Ferrailage du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les poteaux en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité, puis on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1/ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{86577.42}{372.40} = 232.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{60626.35}{372.40} = 162.79 \text{ KN/m}^2.$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0391 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

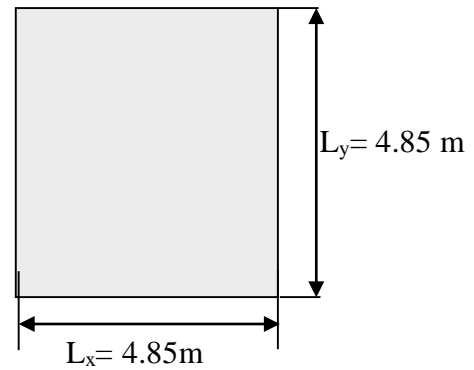


Figure VI.2 : Dimensions du panneau le plus sollicité.

o A L'ELU :

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 213.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 213.81 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 181.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 181.74 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 106.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 106.90 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.8 \text{ m}^2$

o A L'ELS :

$$M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 149.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 74.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 127.26 \text{ KN.m}$$

2/ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 8,69 \text{ cm}^2$$

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 80cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 1$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 6.4cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 6.4cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 6.4cm^2 > 1.6cm^2 \Rightarrow$ C.V

• **Espacement maximal :**

Fissuration préjudiciable

$$S_{tx} \leq \min(33cm ; 3h) \Rightarrow S_{tx} = 20cm$$

$$S_{ty} \leq \min(45cm ; 4h) \Rightarrow S_{ty} = 25cm$$

3/ Le ferrailage :

Le ferrailage du radier est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Le ferrailage du radier.

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	181.74	7.32	8.69	6HA16 =12.06	20
	Appui	106.90	4.31	8.69	5HA16 =10.05	20
Sens y-y	Travée	181.74	7.32	8.69	6HA16 =12.06	20
	Appui	106.90	4.31	8.69	5HA16 =10.05	20

VI.4.1 Vérification des contraintes :

✓ **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$\bullet V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 292.84 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{292.84}{1 \times 0.72} = 0.406 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}. \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

$$\bullet V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 390.45 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{390.45}{1 \times 0.72} = 0.542 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa}. \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{C.V}}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] \quad ; \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le radier.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
x-x	M _t	127.26	2.62	157.05	15	240	C.V
	M _a	74.89	1.54	92.42	15	240	C.V
y-y	M _t	127.26	2.62	157.05	15	240	C.V
	M _a	74.89	1.54	92.42	15	240	C.V

VI.4.3 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de 1 m de longueur soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 116.24 \text{ KN.m}$$

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

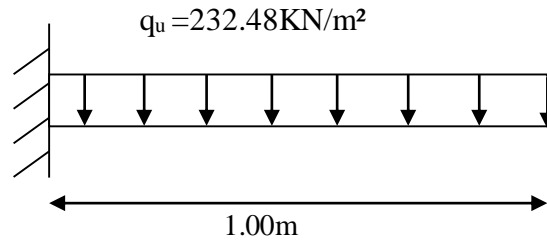


Figure VI.3 : Schéma statique du débord

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 8,69 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

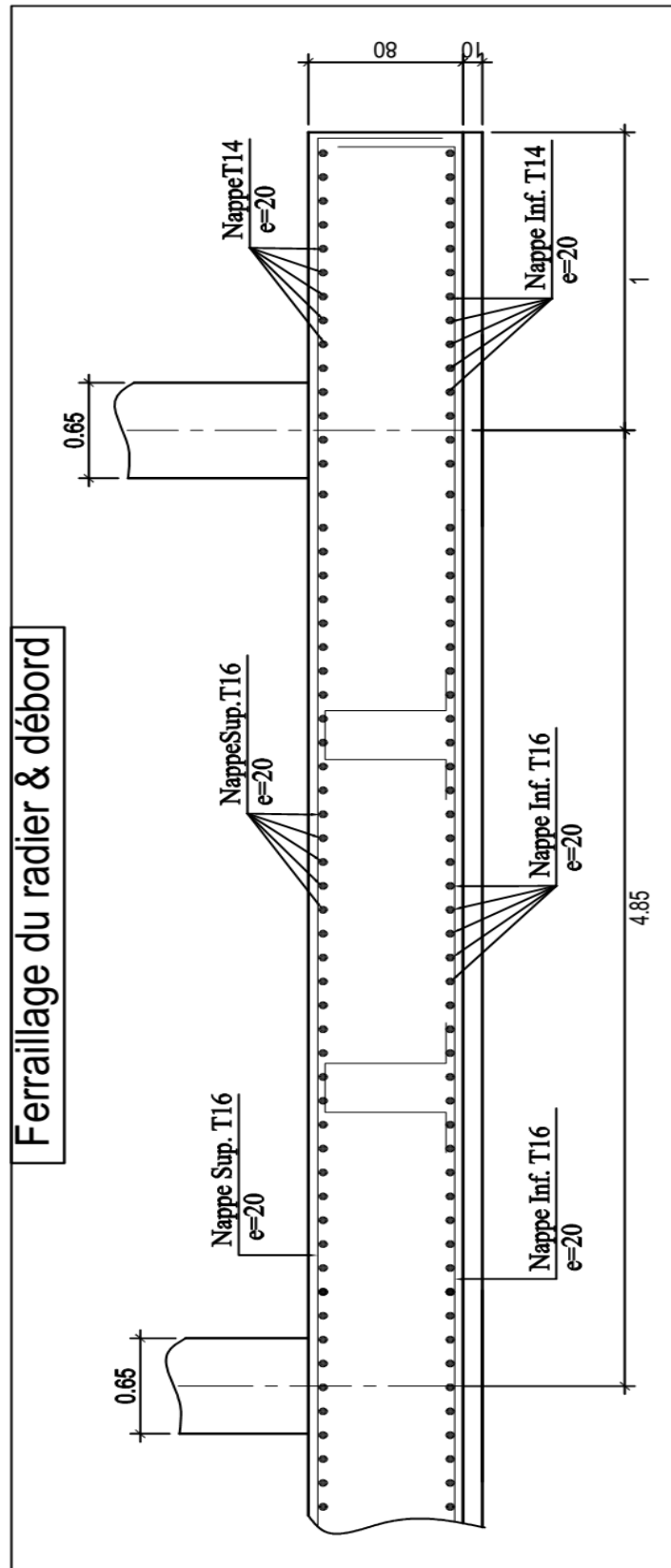
Tableau VI.6 : Le ferrailage du débord.

q_u (KN/m ²)	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	A_{ado} (cm ² /ml)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
232.48	116.24	5.07	8.69	6HA14=9.24	3.13	239.9	15	240

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 241.52 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.33 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ C.V



VI.5 Voile périphérique :**VI.5.1 Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique 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.

VI.5.2 Dimensionnement des voiles :

La hauteur : $h = 3.06$ m

L'épaisseur : $e = 20$ cm

VI.5.3 Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique : $\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

La cohésion : $c = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.06 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 20.40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.5.5 Ferrailage 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.

1) A L'ELU :

$$\delta_{\min} = 1.5 \times Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\delta_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 32.53 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 25.64 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.85 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.85 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

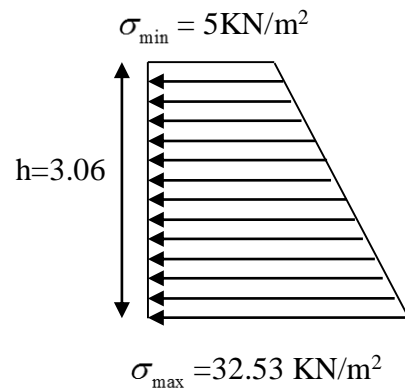


Figure VI.4 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{ox} = M_{oy} = 23.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 \times M_{ox} = 20.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_{ox} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{su}}{4} = \frac{3.24}{4} = 0.81 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{4HA10} \quad \text{avec : } e = 20 \text{ cm.}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.7 : Sections des armatures du voile périphérique.

Sens		A_{min} (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	St (cm)
travée	x-x	2	3.24	6HA12 = 6.79	20
	y-y	2	3.24	6HA12 = 6.79	20
Appui	x-x	2	1.90	4HA12 = 4.52	20
	y-y	2	1.90	4HA12 = 4.52	20

○ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$,

On a $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{25.64 \times 4.85}{2} = 62.17 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.621 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ C.V

2) A l'ELS :

$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\sigma_{\max} = 1 \times G = 20.40 \text{ KN} / \text{m}^2$

$q_{ser} = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 23.73 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\alpha = 1 \Rightarrow ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 0.1 \end{cases}$

$M_{0x} = M_{0y} = 24.62 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = M_{ty} = 20.92 \text{ KN.m}$

$M_{ap} = 12.31 \text{ KN.m}$

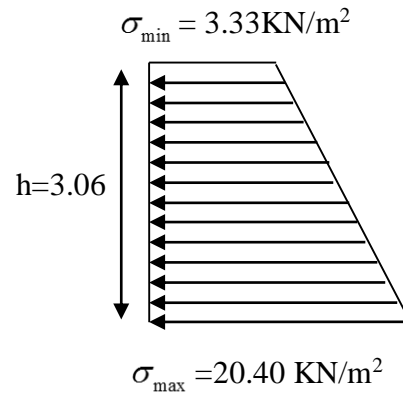


Figure VI.5 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS.

3) Vérification des contraintes :

○ Contraintes dans le béton :

$y = 4.74 \text{ cm}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$

○ Contraintes dans l'acier :

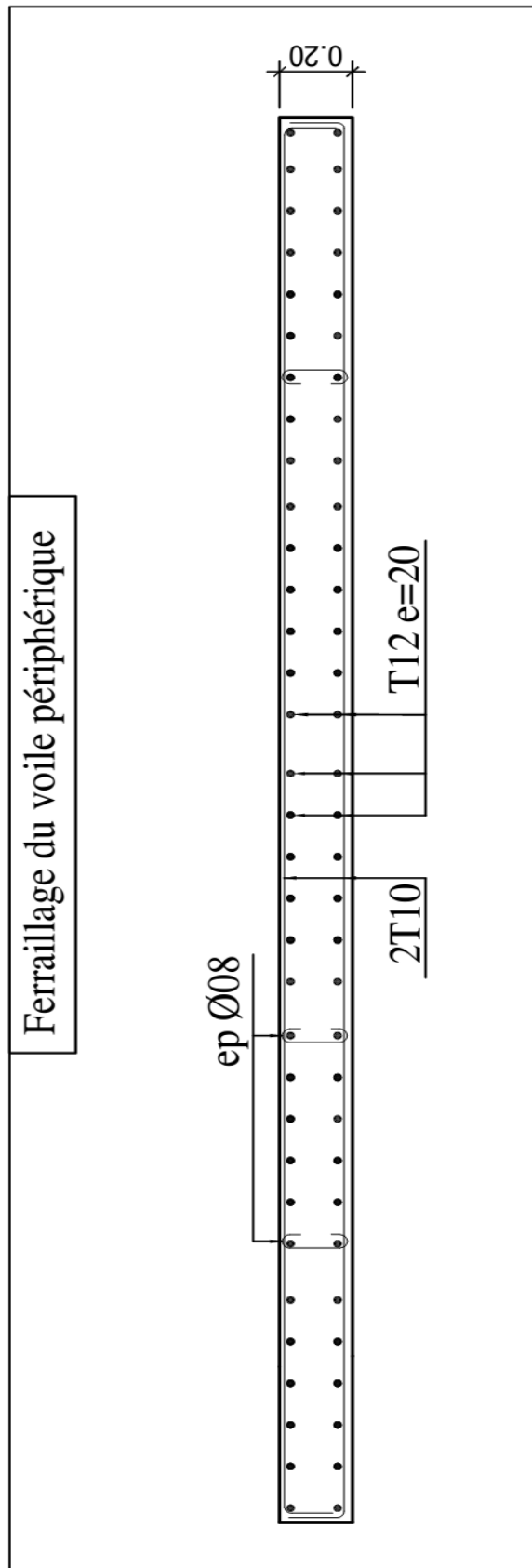
$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 229 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 240 \text{ MPa} \Rightarrow$ La fissuration est considérée nuisible

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ C.V

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

sens		A ado (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Travée	x-x	6.79	5.12	21370.26	189.13	5.01	C.V
	y-y	6.79	5.12	21370.26	189.13	5.01	C.V
Appui	x-x	4.52	4.30	15375.61	164.52	3.44	C.V
	y-y	4.52	4.30	15375.61	164.52	3.44	C.V



Conclusion générale :

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction, comme on a pu aussi de se familiariser à l'utilisation du logiciel ETABS.

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons :

1/ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

2/ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité.

3/ La disposition des voiles influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations.

4/ Les sections des poteaux choisis au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier la condition de l'effort normal réduit.

5/ Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA99/2003, et cela est dû à l'existence des voiles et aussi par les exigences du RPA99/2003 qui valorise la sécurité avant l'économie.

6/ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).

7/ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet, pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Bibliographie :

- BAEL91 « Béton armé aux états limites ; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles Parasismiques Algériennes ; RPA99/version 2003 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».
- Guide de calcul -Béton Arme- « H. Renaud et J. Lamirault ».
- Pratique du BAEL 91 cours avec exercices corrigés « Jean Perchat & Jean Roux ».
- Autres documents consultés :
 - Mémoires de fin d'étude.
- Logiciels utilisés :
 - Etabs 9.7.1
 - AutoCad 2010
 - Socotec
 - RDM6

Ferrailage du voile type 2								
Zone		N (kN)	M (KN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	L _T (m)	F (kN)	A _v (cm ²)
1	N _{min}	-692.11	17.65	-874.00	-947.34	3.8	692.11	17.30
	N _{max}	-3257.35	10.2	-4264.80	-4307.18	3.8	3257.35	81.43
	M _{max}	-2100.15	49.11	-2661.33	-2865.38	3.8	2100.15	52.50
2	N _{min}	-549.01	35.69	-648.33	-796.53	3.8	549.01	13.72
	N _{max}	-2757.19	94.23	-3432.11	-3823.65	3.8	2757.19	68.93
	M _{max}	-1955.84	111.92	-2340.95	-2805.99	3.8	1955.84	48.89
3	N _{min}	-379.67	9.47	-479.89	-519.24	3.8	379.67	9.49
	N _{max}	-2091.13	43.56	-2660.99	-2841.99	3.8	2091.13	52.27
	M _{max}	-1608.93	123.61	-1860.21	-2373.82	3.8	1608.93	40.22
4	N _{min}	-181.73	7.03	-224.51	-253.72	3.8	181.73	4.52
	N _{max}	-1341.7	14.88	-1733.78	-1795.61	3.8	1341.7	33.54
	M _{max}	-1024.91	90.03	-1161.52	-1535.61	3.8	1024.91	25.62
5	N _{min}	-74.4	14.38	-68.02	-127.77	3.8	74.4	1.86
	N _{max}	-473.59	17.05	-587.72	-658.57	3.8	473.59	11.83
	M _{max}	-307.89	53.02	-294.97	-515.27	3.8	307.89	7.69

Choix des barres / nappe(voile type 2)									
Zone	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courante	Zone D'about	A _H (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	choix
1	40.71	2.43	38.19	42.1	20T14	10T12	14.55	14.92	19T10
2	34.46	2.51	38.19	42.1	20T14	10T12	14.55	14.92	19T10
3	26.14	1.87	38.19	42.1	20T14	10T12	14.55	14.92	19T10
4	17.77	1.32	38.19	42.1	20T14	10T12	14.55	14.92	19T10
5	5.91	2.41	38.19	42.1	20T14	10T12	14.92	14.92	19T10

Ferrailage du voile type 03										
Zone		N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _C (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
1	N _{min}	178.31	4.08	-657.96	-827.96	S.E.C	1.2	0	178.31	4.45
	N _{max}	875.99	14.72	-3343.29	-3956.63	S.E.C	1.2	0	875.99	21.88
	M _{max}	727.9	118.31	-568.17	-5497.75	S.E.C	1.2	0	727.9	18.19
2	N _{min}	145.19	15.19	-287.81	-920.63	S.E.C	1.2	0	145.19	3.62
	N _{max}	650.9	75.59	-1137.29	-4286.88	S.E.C	1.2	0	650.9	16.27
	M _{max}	650.9	75.59	-11377.29	-4286.88	S.E.C	1.2	0	650.9	16.27
3	N _{min}	99.80	15.08	-101.67	-730.00	S.E.C	1.2	0	99.80	2.49
	N _{max}	524.49	55.01	-1039.33	-3331.42	S.E.C	1.2	0	524.49	13.11
	M _{max}	524.49	55.01	-1039.33	-3331.42	S.E.C	1.2	0	524.49	13.11
4	N _{min}	44.29	12.12	-67.96	-437.04	S.P.C	0.16	1.04	44.29	1.11
	N _{max}	331.31	52.49	-286.92	-2474.00	S.E.	1.2	0	331.31	8.28
	M _{max}	331.31	52.49	-286.92	-2474.00	S.E.	1.2	0	331.31	8.28
5	N _{min}	20.95	28.62	508.96	-683.54	S.P.C	0.51	0.69	20.95	0.52
	N _{max}	128.16	69.13	906.21	-1974.21	S.P.C	0.38	0.82	128.16	3.20
	M _{max}	75.83	79.84	1347.38	-1979.29	S.P.C	0.41	0.79	75.83	1.89

Choix des barres / nappe (voile type 3)									
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courante	Zone D'about	A _H (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
1	10.94	2.43	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
2	8.14	2.51	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
3	6.56	1.87	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
4	4.14	1.32	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
5	0.96	2.41	12.06	12.63	6T14	3T12	14.92	14.92	19T10

Ferrailage du voile type 04										
Zone		N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _C (m)	L _T (m)	F (kN)	A _v (cm ²)
1	N _{min}	-270.88	0.08	-676.60	-677.8	S.E.T	/	2	270.88	6.77
	N _{max}	-1482.10	3.4	-3679.30	-3731.20	S.E.T	/	2	1482.0	37.05
	M _{max}	-1238.99	66.64	-2597.68	-3597.98	S.E.T	/		1238.99	30.97
2	N _{min}	-266.76	18.85	-525.53	-808.28	S.E.T	/	2	266.76	6.67
	N _{max}	-1213.85	42.24	-2717.83	-3351.43	S.E.T	/	2	1213.85	30.34
	M _{max}	-1218.99	66.64	-2547.68	-3547.28	S.E.T	/	2	1218.99	30.47
3	N _{min}	-154.06	13.75	-282.03	-488.28	S.E.T	/	2	154.06	3.85
	N _{max}	-874.00	66.7	-1684.75	-2685.25	S.E.T	/	2	874.00	21.85
	M _{max}	-712.43	52.93	-1384.10	-2178.05	S.E.T	/	2	712.43	17.81
4	N _{min}	-70.73	11.14	-93.28	-260.38	S.E.T	/	2	70.73	1.76
	N _{max}	-556.61	58.73	951.05	-1832.00	S.E.T	/	2	556.61	13.92
	M _{max}	-556.61	58.73	-951.05	-1832.00	S.E.T	/	2	556.61	13.92
5	N _{min}	-24.83	21.64	100.43	-224.38	S.P.C	0.62	1.38	24.83	0.71
	N _{max}	-194.42	66.56	13.15	-985.25	S.P.C	0.03	1.97	194.42	4.86
	M _{max}	-107.21	84.65	366.85	-902.90	S.P.C	0.58	1.42	107.21	2.68

Choix des barres / nappe (voile type 4)									
Zone	A _v (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courante	Zone D'about	A _H (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
1	18.53	2.43	20.01	21.86	12T14	3T12	14.55	14.92	19T10
2	15.23	2.51	20.01	21.86	12T14	3T12	14.55	14.92	19T10
3	10.93	1.87	20.01	21.86	12T14	3T12	14.55	14.92	19T10
4	6.92	1.32	20.01	21.86	12T14	3T12	14.55	14.92	19T10
5	2.43	2.41	20.01	21.86	12T14	3T12	14.92	14.92	19T10

Ferrailage du voile type 05										
Zone		N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _C (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
1	N _{min}	-989.87	10.14	-3913.21	-4335.71	S.E.T	/	1.2	989.87	12.37
	N _{max}	-283.84	4.82	-1082.25	-1283.08	S.E.T	/	1.2	283.84	3.55
	M _{max}	-822.96	15.69	-3102.13	-3755.88	S.E.T	/	1.2	822.96	10.29
2	N _{min}	-840.69	21.67	-3051.42	-3954.33	S.E.T	/	1.2	840.69	10.51
	N _{max}	-243.51	1.66	-980.12	-1049.21	S.E.T	/	1.2	243.51	3.04
	M _{max}	-840.69	21.67	-3051.42	-3954.33	S.E.T	/	1.2	840.69	10.51
3	N _{min}	-657.37	2.29	-2691.33	-2786.75	S.E.T	/	1.2	657.37	8.22
	N _{max}	-173.29	3.99	-638.62	-805.17	S.E.T	/	1.2	173.29	2.17
	M _{max}	-533.8	14.12	-1930.00	-2518.33	S.E.T	/	1.2	533.8	6.67
4	N _{min}	-424.82	9.49	-1572.38	-1967.79	S.E.T	/	1.2	424.82	5.31
	N _{max}	-88.97	5.78	-250.29	-491.13	S.E.T	/	1.2	88.97	1.11
	M _{max}	-288.90	18.36	-821.25	-1586.25	S.E.T	/	1.2	288.90	3.61
5	N _{min}	-145.38	26.03	-63.46	-1148.04	S.E.T	/	1.2	145.38	1.82
	N _{max}	-38.03	14.97	133.4	-470.33	S.P.C	0.3	0.9	38.03	0.94
	M _{max}	-93.05	31.84	275.63	-1051.04	S.P.C	0.25	0.95	93.05	1.99

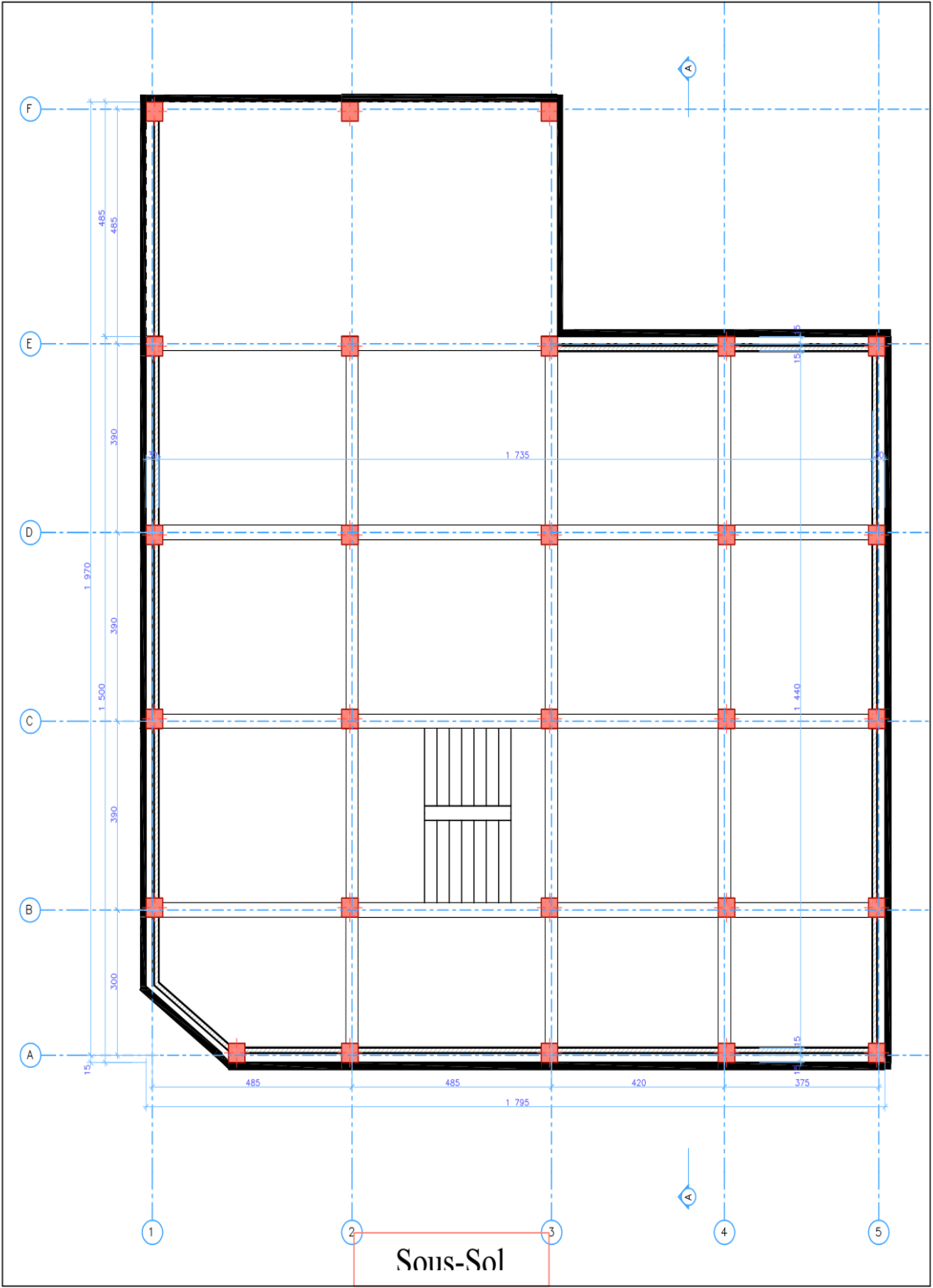
Choix des barres / nappe (voile type05)									
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courante	Zone D'about	A _H (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choi x
1	6.18	2.43	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
2	5.25	2.51	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
3	4.11	1.87	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
4	2.66	1.32	12.06	12.63	6T14	3T12	14.55	14.92	19T10
5	0.99	2.41	12.06	12.63	6T14	3T12	14.92	14.92	19T10

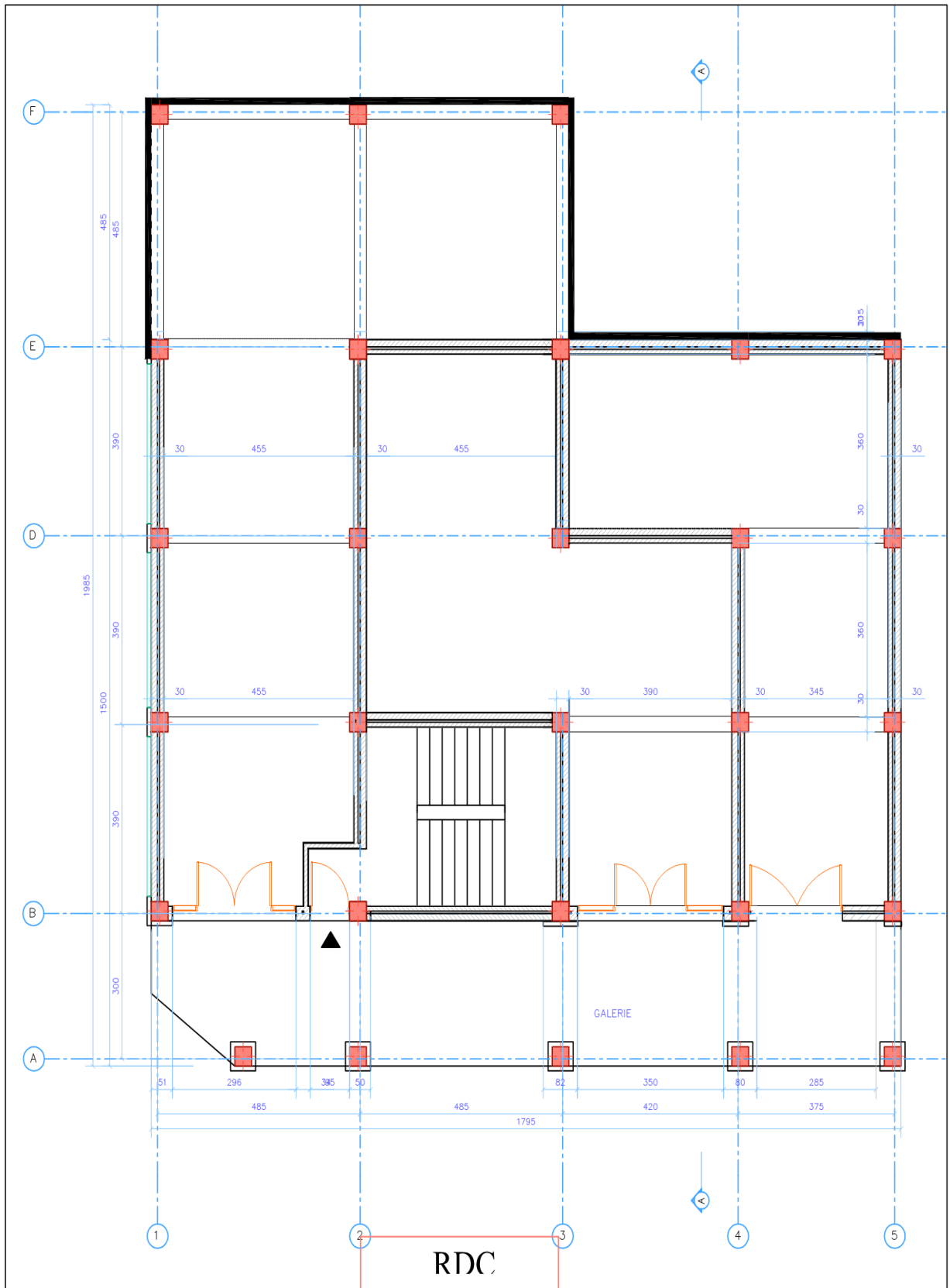
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

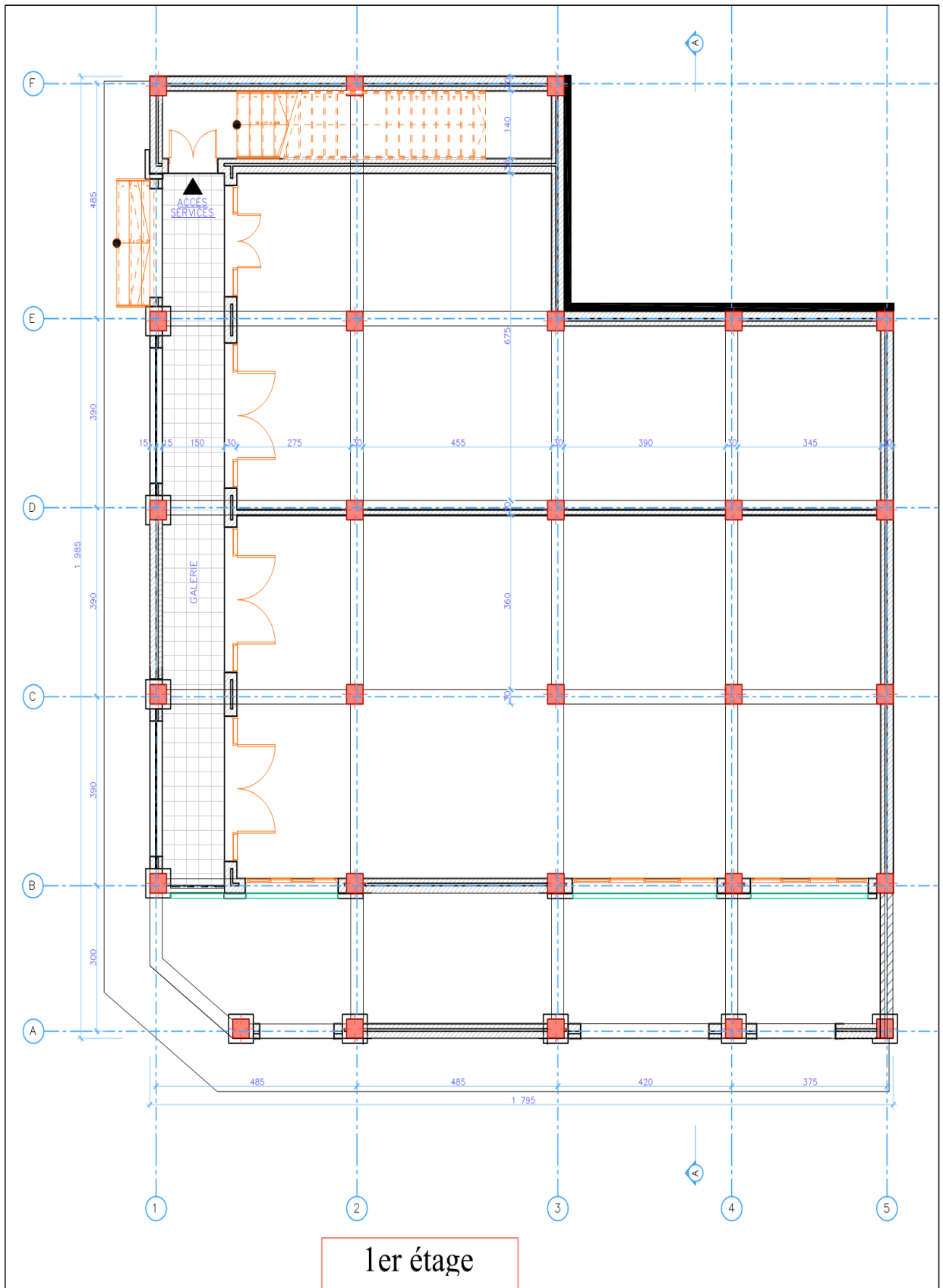
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0.41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0.42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0.43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0.44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0.45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0.46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0.47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0.48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0.49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0.50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0.51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0.52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0.53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0.54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0.55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0.56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0.57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0.58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0.59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0.60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0.61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0.62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0.63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0.64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0.65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0.66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0.67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0.68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0.69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0.70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0.71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0.72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0.73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0.74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0.75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0.76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0.77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0.78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0.79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0.80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0.81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0.82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0.83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0.84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0.85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0.86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7937
0.87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0.88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0.89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0.90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0.91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0.92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0.93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0.94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0.95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0.96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0.97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0.98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0.99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1.00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

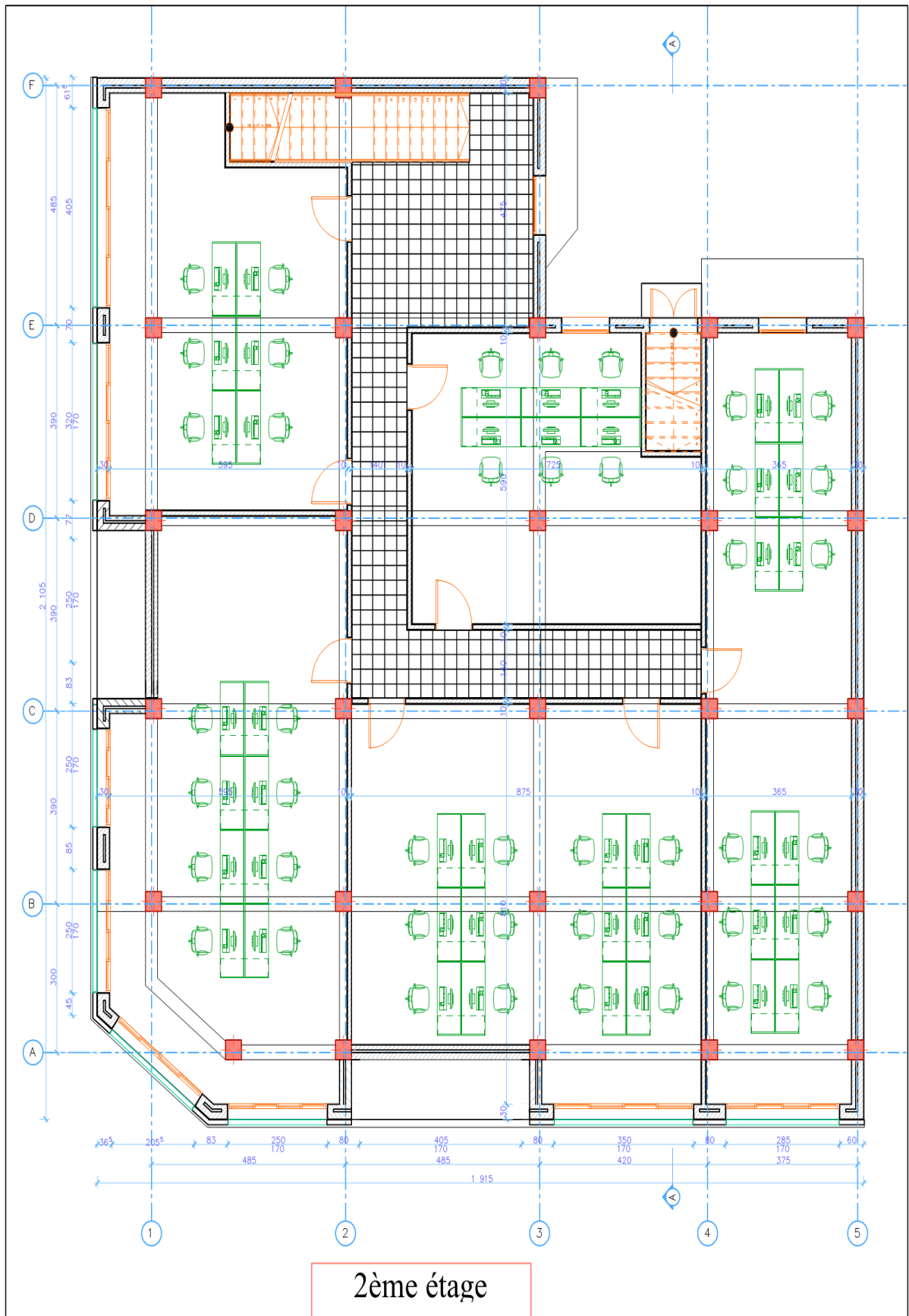
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

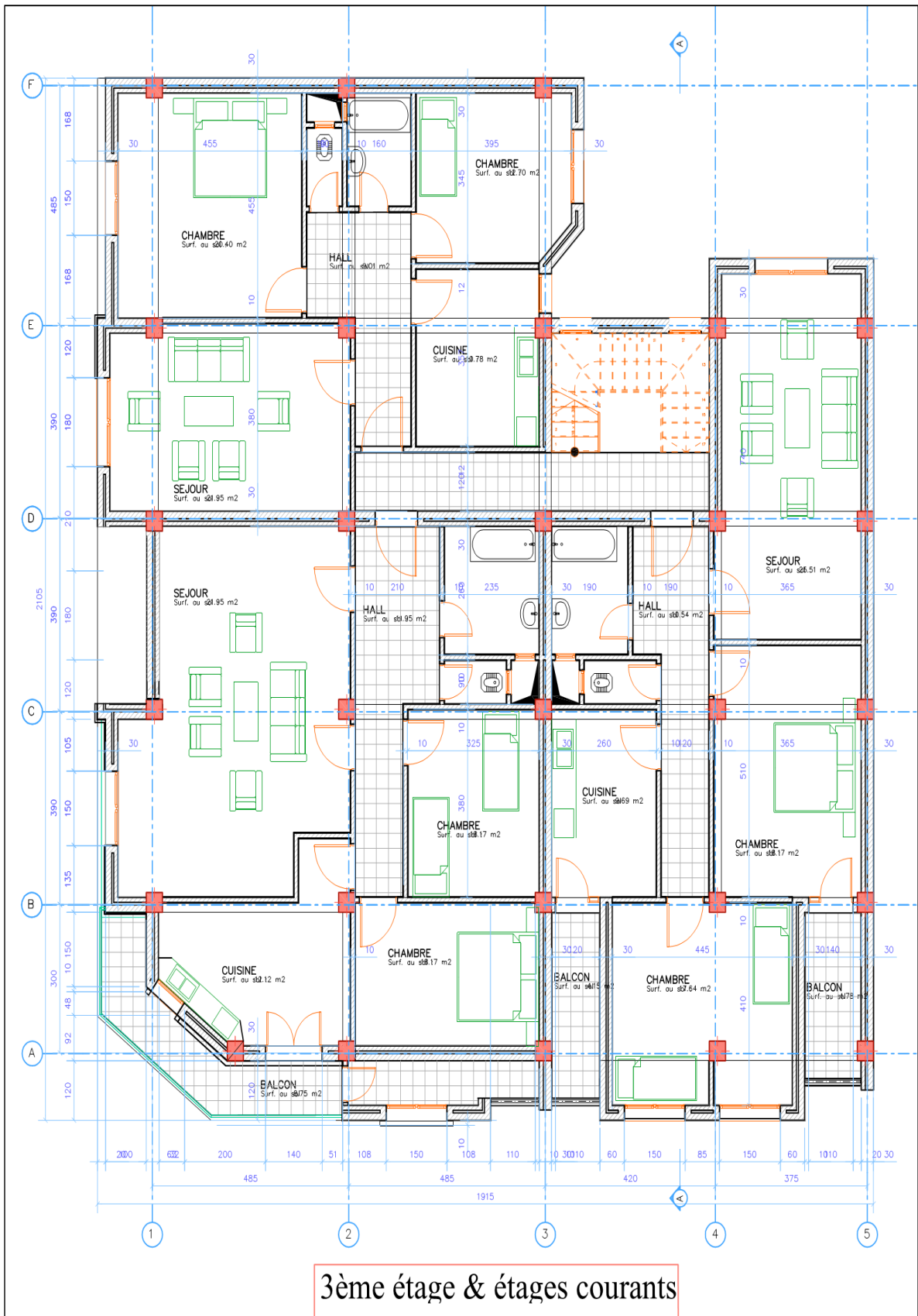




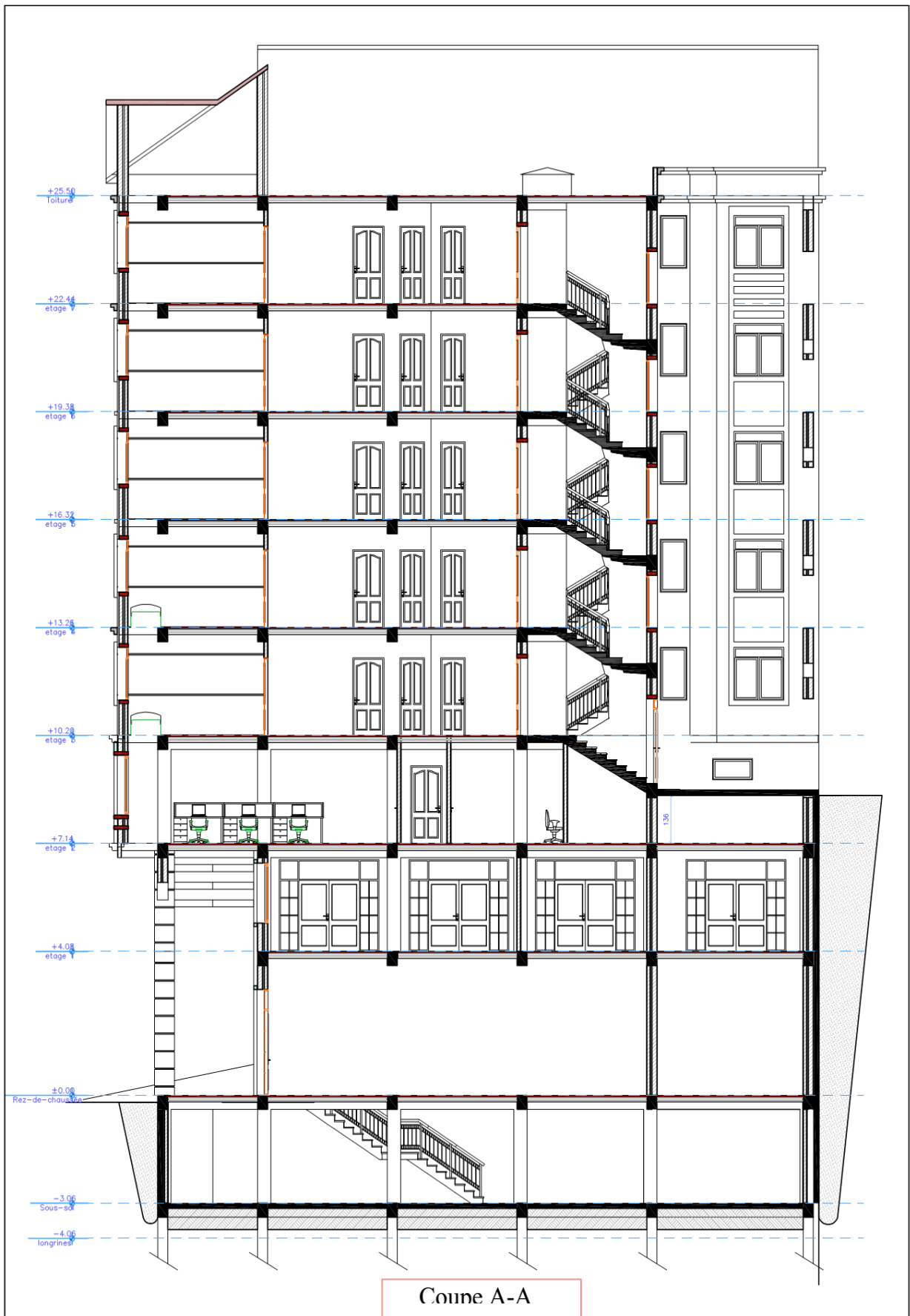




2ème étage



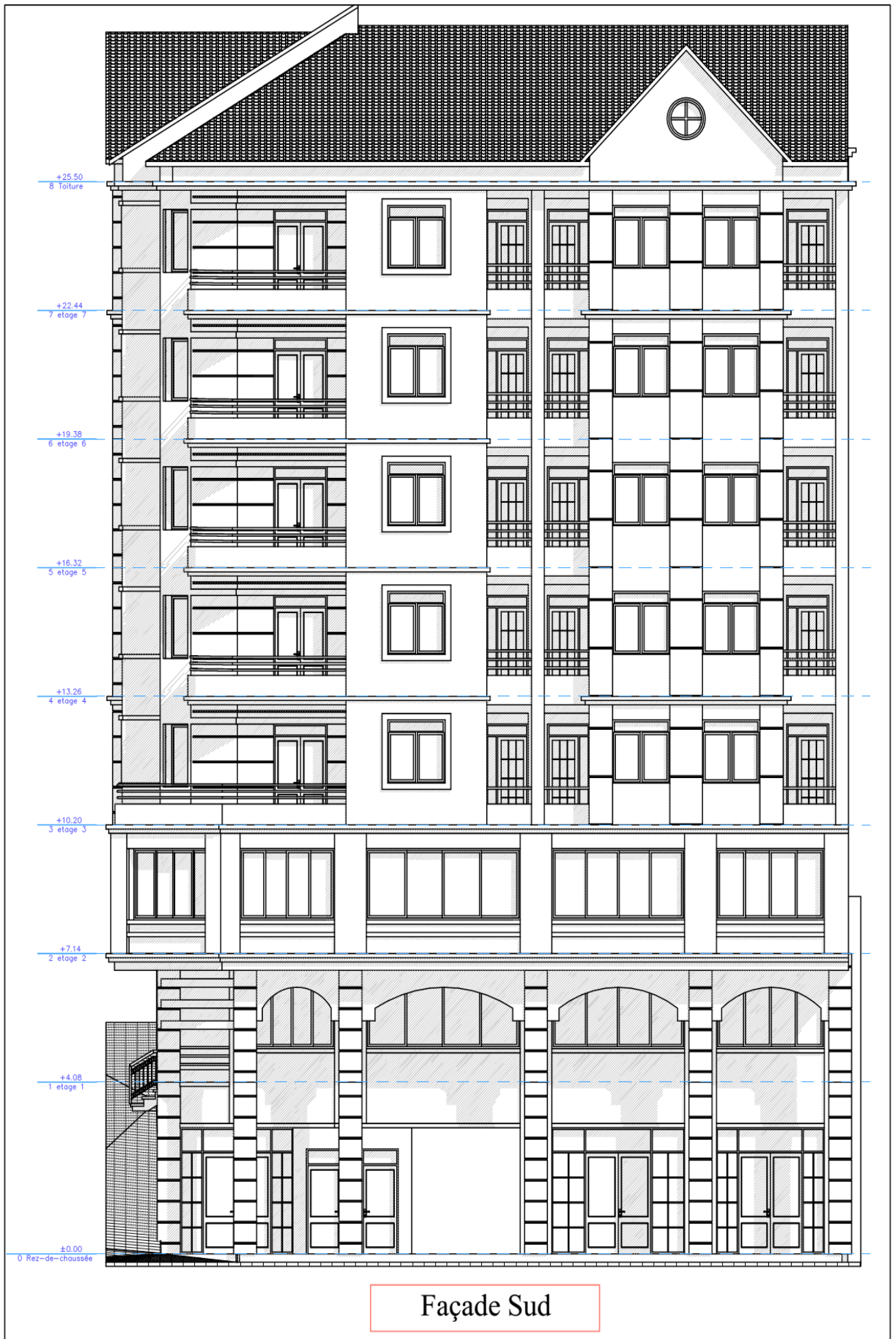
3ème étage & étages courants



Coupe A-A



Façade Latérale



Façade Sud