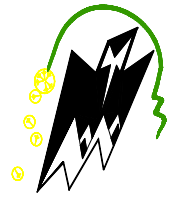


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+10+sous -sol) à usage
d'habitation et commercial a contreventement mixte
avec l'application ETABS.**

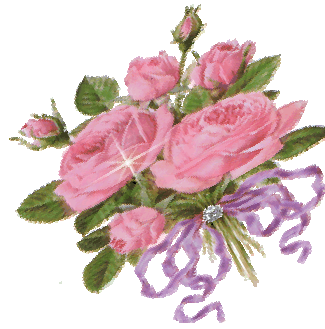


**RÉALISÉ PAR : M^{ELLE} YAKER KENZA
M^{ELLE} ZIDELMAL RACHIDA**

DIRIGÉ PAR : M^R: ILLOULI

Année 2018-2019

Remerciements



*« Remercier est le début d'une sagesse. En remerciant, on désavoue à
fois l'ignorance et l'arrogance » . DONACHY LADOUCEUR*

*Nous remercions avant tous **Allah**
de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.*

*Nous remercions également nos **Parents** pour les sacrifices qu'elles ont
Fait pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre
encadreur **Mr ILLOULI**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son
aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis
Sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et
les travailleurs du département de **Génie-Civil**.*

*Nous remercions également les membres des **jurys** pour l'effort qu'ils feront
dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos **amis** pour leur aide, leur patience,
leur compréhension et leur encouragement.*

DEDICACE

À...

Je dédie ce lapidaire travail :

- ✚ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma chère mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis. que dieu les protège.*
- ✚ A mon très cher frère AHCENE*
- ✚ A mes très chères sœurs que j'aime beaucoup TAOUS et DIHIA et son mari MEZIANE*
- ✚ A toute ma famille sans exception et mes proches.*
- ✚ A mes copines LILA, HANANE, et FERIEL.*
- ✚ A tous mes amis(es) de toute ma promotion de génie civil.*

- ✚ Ma binôme RACHIDA et à toute sa famille*
- ✚ A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à la réalisation de ce travail.*

YAKER KENZA

DEDICACE

À...

Je dédie ce lapidaire travail :

✚ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

✚ A mes très chers frères Yacine et Hamid

✚ A mon fiancé Mohammed et toute sa famille

✚ A toute ma famille sans exception et mes proches.

✚ A mes cousins Yasmine, Yacine, Nordine et Hanane.

✚ A tous mes amis(es) de toute ma promotion de génie civil.

✚ A ma binôme KENZA et à toute sa famille.

✚ A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à la réalisation de ce travail

Zidelmal Rachida

Introduction générale

Le Génie Civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Dans notre pays les catastrophes naturelles, le séisme en particulier, et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays, et à être plus rigoureux par rapport à leur application et leur respect. Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le **RPA (Règlement Parasismique Algérien)** et le dernier en date est le **RPA99 (version 2003)** au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute études de construction en Algérie.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil (**ETABS**), ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Notre étude est menée suivant les règles **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA99 (version 2003)** et les **DTR** algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en (**R+10+Sous-sol**) a usage d'habitation et commercial avec un contreventement mixte.

C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus universitaire.

sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments9

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires :

III.1- Acrotère24

III.2 - Plancher.....31

III.3- Balcon48

III.4- Escalier.....55

III.5- Poutre palier.....70

III.6-Salle machine.....78

Chapitre IV : Etude de contreventement.....91

Chapitre V : Présentation de l'ETABS et vérification des exigences

RPA.....113

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux :

VI.1 - Ferrailage des poutres..... 134

VI.2 - Ferrailage des poteaux..... 144

VI.3- Ferrailage des voiles..... 165

Chapitre VII : Etude du voile périphérique..... 181

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 186

Conclusion générale

Bibliographie



Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût. Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.1 : Présentation et description de l'ouvrage :

Afin d'élaborer ce projet de fin d'étude un bureau d'étude nous a confié l'étude et le calcul des éléments résistants pour un bâtiment **R+10+1sous-sol** a usage multiple, construit a TIZI OUZOU. Il est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (group d'usage2), selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99VERSION2003**). Cette région est classé comme étant une zone de moyenne sismicité (**ZONE IIa**). La présente étude va se porter sur la tour composée de :

- ❖ 1 sous-sol
- ❖ Rez-de-chaussée
- ❖ 10 étages courants
- ❖ L'acrotère
- ❖ Une cage d'escalier
- ❖ Une cage d'ascenseur

La contrainte admissible ne nous a pas était remise donc elle est prise égale à $\sigma_{sol}=2bars$

I.2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

- ❖ La hauteur totale du bâtiment :35.02m
- ❖ La longueur totale du bâtiment :25m
- ❖ La largeur totale du bâtiment :19.90m
- ❖ La hauteur du sous-sol :3.06m
- ❖ La hauteur de RDC :4.42m
- ❖ La hauteur d'étage courant :3.06m
- ❖ La hauteur de l'acrotère :0.6m

I.3 : Les différents éléments de l'ouvrage :

- ❖ **Ossature** : nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par de voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- ❖ **Les planchers** : Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportent les revêtements et les surcharges.

Selon les matériaux employés et les techniques de mise en œuvre, il existe deux types de planchers :

a. Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- ✓ Séparer les différents niveaux.

- ✓ Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

b. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

- ❖ **Les escaliers** : éléments en béton armé coulé sur place, permettant le passage à pieds entre les différents niveaux constituant le bâtiment, comportant deux volées, un palier de repos construit en dalle pleine.
- ❖ **L'ascenseur** : vu la hauteur importante de bâtiment, la conception de l'ascenseur est indispensable et qui sera réalisée en voile coulé sur place.
- ❖ **L'acrotère** : comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variée entre 60cm à 100cm et 10cm d'épaisseur. Elle a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur façade.
- ❖ **Maçonnerie**. La plus utilisée est en briques creuses, nous avons deux types :
 - **Murs extérieurs** : elles sont constituées en doubles cloisons en briques creuses de 8 trous, de 10cm et 15cm d'épaisseur et séparé par une lame d'air de 5cm.

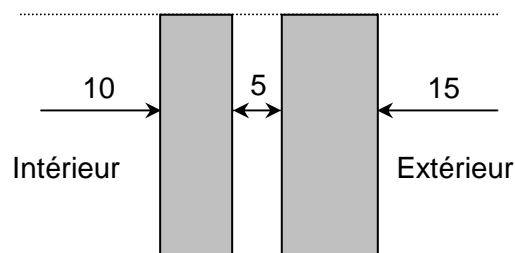


Figure 1.1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

- **Murs intérieurs** : constitués d'une seule cloison en briques creuses avec 10cm d'épaisseur.
- ❖ **Revêtements** : Il est constitué par :
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique recouvrant les murs des salles d'eau et cuisines.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
 - Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- ❖ **Les fondations** : Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa structure, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain. Le choix de type à adopter est en fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol d'implantation.
- ❖ **Système de coffrage** : Le choix de coffrage dépend de l'ouvrage à réaliser et du nombre des réemplois. On utilise souvent le coffrage en bois et parfois métallique pour limiter le temps d'exécution.

I.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 : Béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir des granulats, aggloméré par un liant hydraulique fait prise par hydratation appelé ciment.

Il représente une résistance à la compression assez élevée de l'ordre de **25MPa** à **40MPa**, par contre à la traction une résistance faible d'ordre 1/10 de sa résistance à la compression.

- **Les composants de béton :**

Pâte de ciment : Elle est composée de ciment et de l'eau, a pour but de solidariser les squelettes granulaires de béton et d'assurer la fluidité, la cohésion du mélange, mais aussi inhiber tout risque de ségrégation et de ressuage.

Eau de gâchage : Un facteur très important dans le béton, on ressent l'influence qu'elle a sur la porosité du béton.

Composition granulaire : Le principe retenu est de déterminer le rapport **gravier/sable** conduisant à un mélange granulaire laissant un minimum des vides inters granulaires.

Les adjuvants : sont des produits chimiques ajoutés aux matériaux cimentaires pour modifier leurs caractéristiques

➤ **Dosage de béton :** ce dosage est destiné à offrir les garanties et représenter une protection efficace de l'armature.

- Sable propre.....380 à 450 cm³
- Gravier.....750 à 850 cm³
- Ciment.....325Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200l/m³

A. Résistance mécanique du béton à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur ($\varnothing=16\text{cm}$, $h=32\text{cm}$). Nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$f_{cg} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (Art.A2.1.11, BAEL91modifié99)}$$

B. Résistance mécanique du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91modifié99})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

C. Contrainte limite :

- ♦ **Les états limites :** correspondant aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service d'une construction ou ces conditions sont strictement satisfaites en cas de modification défavorable d'une action. Deux états limites sont distingués :

➤ **Etat limite ultime(ELU) :** correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j = 28 jours en situation courante, $\theta = 1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation :**

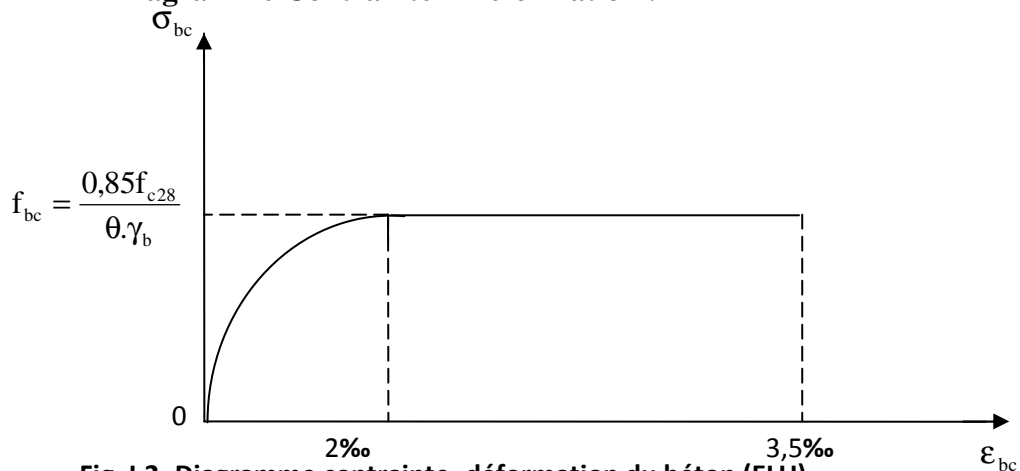


Fig. I.2- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique)
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f}{\theta \gamma_b} = f_{bc}$

• **Etat limite de service (ELS) :** c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

A $j = 28$ jour : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation :**

★ **Contrainte limite de cisaillement :**

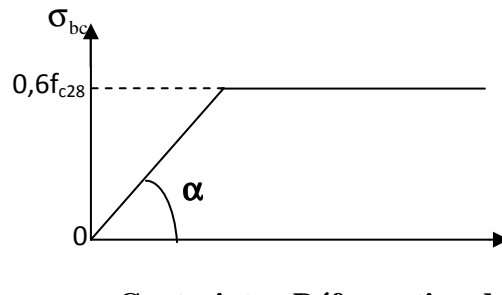


Fig. I.3 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

Elle est donnée par la relation suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Avec : V_u : effort tranchant dans la section à l'ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

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

D. Module de déformation :

✚ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantanée :** $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21BAEL91).
Pour la durée d'application de contraintes normales est Interieur à 24heures.
- **Différée :** $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22BAEL91).
Pour les charges de longue durée d'application.

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

✚ **Module de déformation transversal :**

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

ν : Coefficient de Poisson ;

$\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0.2$pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

I.4.2. Les aciers :

Tandis que le béton est très résistant à la compression et faible de résistance à la traction, des barres d'armatures sont incorporées dans sa masse afin de compenser et reprendre ces efforts.

- **Les ronds lisses (RL)** : barres lisses ou fils tréfilés lisses.
- **Les aciers à haute adhérence(HA)** : la surface présente des saillies ou des creux, sont à assurer l'adhérence entre les armatures et le béton.
- **Les treillis soudés(TS)** : assemblage par soudage des fils ou des barres sous forme de panneaux ou rouleaux pour le ferrailage des éléments plans tel que les radiers, voiles, planchers dallage.

I.4.2.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers :

Les nuances les plus utilisées pour le béton armé

Aciers	Désignation	Limite élastique en MPa	Allongement relatif à la rupture	coefficient de fissuration	coefficient de scellement	utilisation
Rond lisse	F _e E215 F _e E235	215 235	22% _o	1	1	Emplois courants. Epingles de levage de pièces préfabriquées.
Acier HA	F _e E400 F _e E500	400 500	14% _o	1.6	1.5	Emplois courants
Treillis soudés	TSL TSHA	500 500	8% _o	1.3	1	Radiers,voiles, planchers dallage.

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers.

I.4.2.2 : Module d'élasticité longitudinales : appelé aussi module de traction, est la constante qui relie la contrainte de traction (ou compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

Sa valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$(BAEL91Modifié99/ArtA.2.2 ?1)

I.4.2.3 : Coefficient de poisson :

Il fait partie des constants élastiques, il est compris entre 0 et 0.5 pour les aciers, il est pris égale à $\nu=0.3$

I.4.2.3 : Contrainte limite dans les aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre (σ) et la déformation relative.

- **Etat limite ultime** : Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme le décrit la figure ci-dessous :

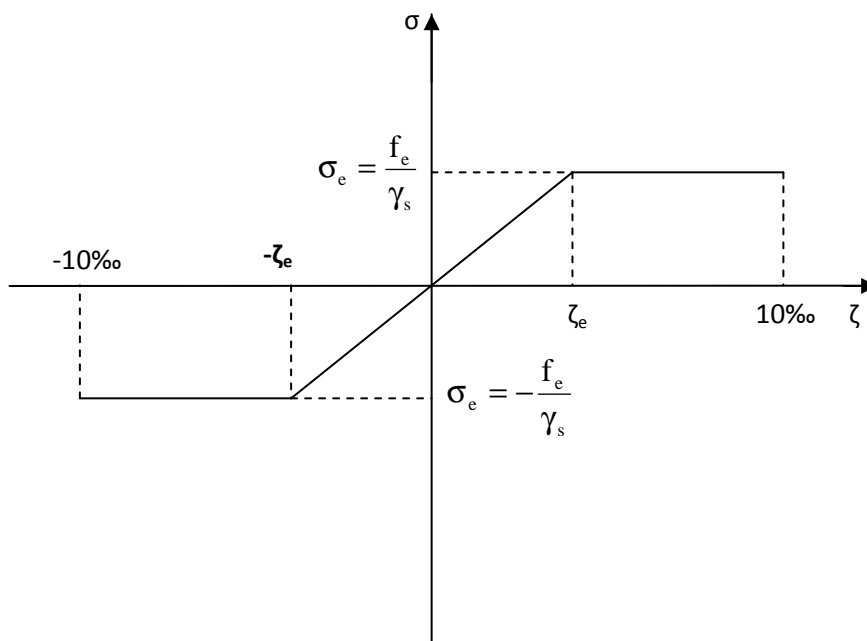


Fig. I.4-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Avec:} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99})$$

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Etat limite de service** : le but est de limiter les fissures dans le béton et diminuer l'importance de leurs ouvertures, qui doit éviter les risques de corrosion des armatures, cela est opté par limitation des contraintes dans les armatures tendues sous l'action de sollicitation de service d'après les règles de BAEL.

-Les trois cas de fissurations sont les suivants :

- **Fissuration peu nuisible** : La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99})$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour les HA}$$

- **Fissuration préjudiciable** : les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33, BAEL91 modifié 99})$$

- **Fissuration très préjudiciable** : dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A. 4.5.34, BAEL91 modifié 99})$$

η : coefficient de sécurité : $\eta=1.0$pour les ronds lisses(R.L)

$\eta=1.06$pour les hautes adhérences(H.A)

$\eta=1.3$pour les treillis soudés(T.S)

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$- \bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour les HA}$$

$$- \bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour les RL}$$

-Protection des armatures : (.Art A.7.1, BAEL91 modifié 99)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Les sollicitations sont de deux types :

- ❖ les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- ❖ les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux aux quels on ajoute des voiles.

Ainsi le P redimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions du **BAEL91** et celles du **RPA99** modifié **2003**.

II : Pré- dimensionnement des éléments :**II. 1) Les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis+dalle de compression) qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Ils assurent deux fonctions essentielles :

- Une fonction de résistance mécanique.
- Une fonction d'isolation acoustique, thermique et d'étanchéité.

La structure comporte deux sortes de planchers :

- Plancher corps creux.
- Dalle pleine en béton armé.

A .Plancher corps creux :

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

$$H_t \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.424/BAEL 91 Modifié 99})$$

avec H_t : hauteur totale du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas $M_{ax}=400-25= 375\text{Cm}$ $\implies H_t = \frac{375}{22.5} = 16,66\text{cm}$

On opte pour un plancher de **20cm** d'épaisseur composé d'un corps creux de **16cm** et d'une dalle de compression de **4cm**.

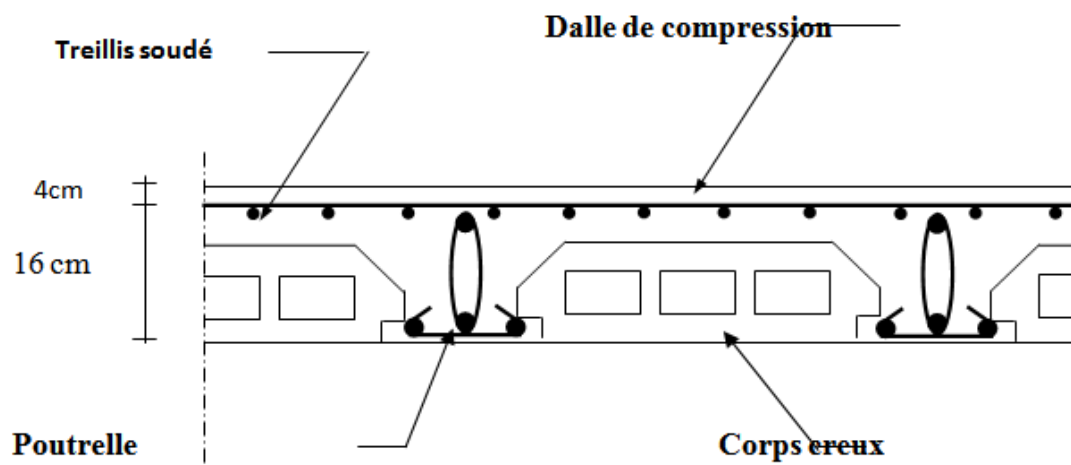


Fig. II-1 : Schématisation du plancher en corps creux.

B. Plancher en dalle pleine en béton armé :

Ce sont des plaques minces en béton armé coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends, dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

B.1. Condition de résistance à la flexion :

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encadrée.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule $e = \frac{L}{10}$

L : Portée libre (largeur de la console)

e : épaisseur de la dalle.

L=140cm on aura $e_p \geq L/10 = 140/10 = 14\text{cm}$

..... $e_1 = 14\text{cm}$

B.2. Condition de résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.

..... $e_2 = 11\text{cm}$

B.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher. La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique MDP est supérieure à 350Kg/m² et la masse volumique du béton est $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

..... $e_3 = M / \rho = 350 / 2500 = 14\text{cm}$

Donc $e = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(14, 11, 14)$

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur

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

II.2) les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des plancher aux éléments d'appuis verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On : les poutres doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ou carré).

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

❖ Hauteur de la poutre :

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

❖ Largeur de la poutre :

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

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
2. Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
3. Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
4. $b_{max} \leq 1,5 h + b_1$.

Avec ; h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b_1 : largeur de poteau ;

II.2.1) les Poutres principales : (les poutres porteuses).

$$\blacksquare \text{ Hauteur de la poutre} : \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas $L = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \iff 26,66 \leq h_t \leq 40 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité

$h_t = 35 \text{ cm}$.

- **Largeur de la poutre :** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\text{Donc : } 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \iff 14 \leq b \leq 24,5 \quad (\text{cm})$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 30 cm

II.2.2) Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles, leurs rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 400 - 25 = 375$ cm

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \implies 25 \leq h_t \leq 37,5 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 35$ cm

- **Largeur de la poutre :** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21 \text{ (cm)}$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 25cm

✓ Vérification des conditions :

Pour les poutres principales :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t / b = 1,4 \leq 4$vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t / b = 1,2 \leq 4$vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 40 (cm²).

Poutres secondaires : 25x 35 (cm²).

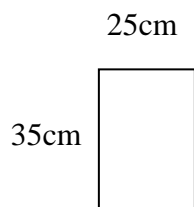


Fig. II-2 : Poutre principale

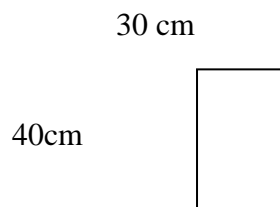


Fig. II-3 : Poutre secondaire

II.2.3) Poutre palier :

Les poutres paliers est une poutre section rectangulaire ($b \cdot h$), elle est soumise a son poids propre et la réaction des escalier, Il est parfaitement encastre a ses extrémité dans les deux poteaux.

Escalier a deux paliers de repos

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivant ;

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre
 l : porté max entre nus d'appuis

$$l_{\max} = 400 - 25 = 375$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h \leq 37,5$$

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

Largeur de la poutre ; $0,4h \leq b \leq 0,7h$ $14\text{cm} \leq b \leq 24,5$

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

poutre palier (25*35) Cm

Les exigences du **RPA 99 (Art 75-1)** sont vérifiées.

II.3 : Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

(a) : L'épaisseur :

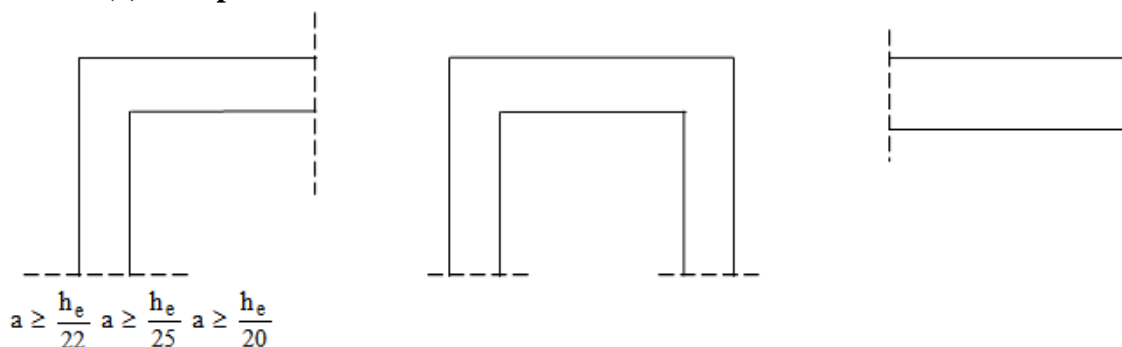


Fig. II-3-1 : Epaisseurs des voiles

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et de la condition de rigidités aux extrémités. $e_p = 20\text{cm}$

$$a = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = \frac{H_e}{20}$$

$$a = 373 / 20 = 18.65 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile.

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

❖ Pour sous-sol :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44\text{cm}$$

❖ pour RDC :

$$h_e = 442 - 20 = 422\text{cm}$$

$$a \geq \frac{402}{20} = 20.1\text{cm}$$

$$a \geq \frac{442}{22} = 21.1\text{cm}$$

$$a \geq \frac{442}{25} = 17.68\text{cm}$$

❖ pour étage – courant :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44\text{cm}$$

la majorité des voiles dans notre ouvrages sont linéaires donc on choisira ;

$$a \geq h_e / 20 = \max (20.1, 14.3\text{cm})$$

on prend **a=25cm pour tout les étages**

1

pour qu'un voile puisse une fonction de contreventement il faut **L ≥ 4e_p**

Donc **L min ≥ 4 * a = 4 * 25 = 100cm**

II.4) Détermination des charges et des surcharges :

Les poids volumique des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2**, idem pour les surcharges d'exploitation.

II.4.1) Charges permanentes

- Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité de type multiple	0.02	6	0.12
Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
feuille de polyane	0.01	1	0.01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher corps creux(16+4)	0.02	/	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Gtotal=5.68Kn/m²

Tableau II.4.1.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

- Plancher étage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges(KN/m ²)
Maçonnerie en briques creuses avec enduit	0.10+0.04	9+10	9+0.4=1.3
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.02	/	2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G total=5.50

Tableau II.4.1.2: Poids propre d'étage courant.

- Dalle pleine (balcon) :

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Chape de mortier	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	22	0.44
			Gtotal =5.39

Tableau II.4.1.3 : Poids propre de la dalle pleine.

- Maçonnerie :
 - ✓ Murs extérieurs :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduite en ciment	0.02	22	0.44
Maçonnerie en brique creuses	0.15	8.67	1.3
Lame d'air	0.05	0	0
Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G total=2.84

Tableau II.4.1.4 : Charges revenants au mur extérieur.

✓ **Murs intérieures :**

Désignation des éléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Gtotal=1,3

Tableau II.4.1.5:Charges revenants au mur intérieures.

II.4.2 : Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Eléments	Surcharge(Q) (KN/m ²)
Plancher d'étage courant	1.5
Terrasse inaccessible	1
Balcon	3.5
Plancher sous-sol	3.5
Escalier	2.5
Plancher a usage locaux(RDC)	5
Acrotère	1

Tableau II.4.1.6:Charges d'exploitation.

II.5 : Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton arme de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticale) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elle et évitent le flambement du poteau .Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple.

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N_s = G + Q$$

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation.

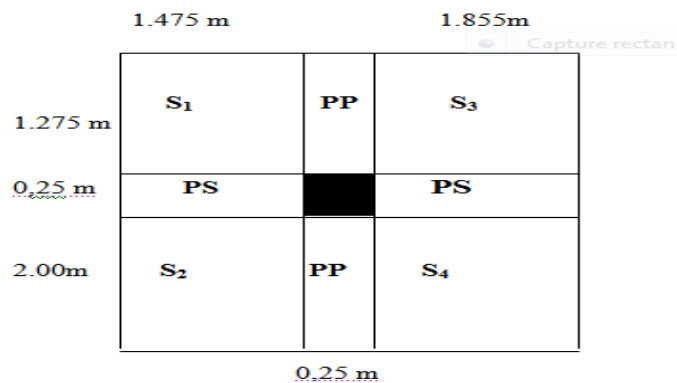
$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

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

Selon le **(RPA 99(version 2003), A 7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow$ En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow$ En zone III et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

II.5.1 : Surface d'influence :



Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est :

- **Surface nette :**
 $S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
 $S = (1.475 + 1.855) \times (2 + 1.275)$
 $S = 10.91 \text{ m}^2$
- **Surface brute :**
 $S_b = 3.525 \times 3.58$
 $S_b = 12.62 \text{ m}^2$

II.5.2 : Poids propre des éléments :

Poids des plancher :

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible :**
 $P = G \times S$

$$S_n = 10.91 \text{ m}^2$$

$$G_{pt} = 5.68 \times 10.91$$

$$G_{pt} = \mathbf{61.97 \text{ KN}}$$

✓ **Plancher étage courant :**

$$G_{pec} = 5.5 \times 10.91$$

$$G_{pec} = \mathbf{60.01 \text{ KN}}$$

Poids des poutres :

✓ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = [(0.25 \times 0.35) \times (1.275 + 2)] \times 25$$

$$G_{pp} = \mathbf{7,16 \text{ KN}}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = [(0.25 \times 0.30) \times (1.475 + 1.855)] \times 25$$

$$G_{ps} = \mathbf{6,24 \text{ KN}}$$

D'où le poids total des poutres :

$$G_T = \mathbf{13,4 \text{ KN}}$$

Poids des poteaux :

✓ Poids propre des poteaux RDC –ETAGE COURANT-SOUS-SOL :

$$P_{EC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

$$P_{RDC} = 0.30 \times 0.30 \times 4.42 \times 25 = 9.94 \text{ KN}$$

$$P_{SS} = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

II.5.3 : Surcharge d'exploitation revenant a chaque plancher :

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

Plancher étage courant..... $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Poids de plancher : $P = Q \times S$

✚ **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1 \times 10.91 = 10.91 \text{ KN}$$

✚ **Plancher étage courant :**

$$Q = 1.5 \times 10.91 = 16.37 \text{ KN}$$

II.5.4. : Loi de dégression des surcharges :

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéeité du chargement sur tous les planchers.

	Q_0	
Q_1	$Q_0 + Q_1$	
Q_2	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	
Q_3	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	
Q_4	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	
Q_5	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	pour $n \geq 5$.
Q_6		
Q_7		
Q_8		
Q_9		
Q_{10}		
Q_{11}		
Q_{12}		

Fig. II.5.1 : Loi de dégression des surcharges.

II.5.4.1 : Descente de charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

La section du poteau est choisie selon la formule suivante :

- Avec :**
- N_s : effort normal.
 - A_p : section de poteau.
 - σ_{bc} : Contrainte limite admissible du poteau à la compression ($\sigma_b = 15\text{Mpa}$)

On fait la descente de charges à l'ELS avec la combinaison $N = G + Q$

Et on prend :

➤ **Coefficient de dégression des surcharges :**

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.417	0.687	0.667	0.650	

Tableau II.5.2 : Tableau de coefficient de dégression de charge.

-Descente de charge :

$Q_0 = 1 * 10.91 = 10.91\text{KN}$

$Q_0 + Q_1 = 10.91 + 12.62 = 23.53\text{KN}$

$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 10.91 + 0.95 (2 * 12.62) = 34.89\text{KN}$

$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10.91 + 0.90 (3 * 12.62) = 44.98\text{KN}$

$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10.91 + 0.85 (4 * 12.62) = 53.82\text{KN}$

$$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 10.91+0.80 (5 \times 12.62) = \mathbf{61.35KN}$$

$$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 10.91+0.75 (6 \times 12.62) = \mathbf{67.7KN}$$

$$Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 10.91+0.714 (7 \times 12.62) = \mathbf{73.98KN}$$

$$Q_0+0.687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=10.91 +0.687(8 \times 12.62) = \mathbf{80.27KN}$$

$$Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)= 10.91+0.667(9 \times 12.62)= \mathbf{86.67KN}$$

$$Q_0+0.650 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})= 10.91+0.650 (10 \times 12.62)=\mathbf{92.94KN}$$

$$Q_0+0.636 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})= 10.91+0.636 (11 \times 12.62)=\mathbf{99.20 KN}$$

II.5.4.2): dimensionnement des poteaux :

Niv	Charges permanentes(KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN) N=GC+Qc	Section (cm ²)	
	G Plancher	G poutre	G poteau	G total	G cumulé	Q Plancher	Q cumulé		S trouvé Ns/0.6fc28	S adoptée
10	61.97	17.11	00.00	97,08	83.86	10.91	10.91	94,77	65,18	30×40
9	60.01	17.11	4.78	81.9	165,76	16.37	27.28	193,04	128,69	30×40
8	60.01	17.11	4.78	81.9	247,66	16.37	43.65	291,31	195,21	30×40
7	60.01	17.11	4.78	81.9	329,56	16.37	60.02	389,58	259,72	30×40
6	60.01	17.11	4.78	81.9	411,46	16.37	76.39	504,12	336,08	35×45
5	60.01	17.11	4.78	81.9	493,36	16.37	92.76	586,12	390,75	35×45
4	60.01	17.11	4.78	81.9	575,26	16.37	109.15	684,41	456,27	35×45
3	60.01	17.11	4.78	81.9	657,16	16.37	125.52	782,68	521,79	35×5
2	60.01	17.11	4.78	81.9	739,06	16.37	141.89	880,98	587,32	40×50
1	60.01	17.11	4.78	81.9	820.96	16.37	158.26	979.22	652,81	45×50
RDC	60.01	17.11	9.94	87.06	908.02	16.37	174.63	1082.65	721,77	45×50
Sous-sol	60.01	17.11	4.78	81.9	989.92	16.37	191	1180.92	787,28	45×50

Tableau II.5.3 : Récapitulatif de la descente de charge.

II.6 : Vérifications :**1)- Vérification des conditions du RPA99/version 2003 art.7.4.1 :****➤ Coffrage :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois, leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zones I et II}$$

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$

-Sous -sol - 1^{er} étage ; 2^{eme} étage (40×50) :

$$\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ donc } \frac{1}{4} < 0.8 < 4 \dots \text{condition vérifié.}$$

-R D C (40×50) :

$$\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{442}{20} = 22.1 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ donc } \frac{1}{4} < 0.8 < 4 \dots \text{condition vérifié.}$$

- 3,4,5,6^{eme} étage (35×45) :

$$\text{Min} (b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{Min} (b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ donc } \frac{1}{4} < 0.77 < 4 \dots \text{condition vérifié.}$$

- 7,8,9,10^{eme} étage (30×40) :

$$\text{Min} (b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{Min} (b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \text{ donc } \frac{1}{4} < 0.75 < 4 \dots \text{condition vérifié.}$$

Vérification relative au flambement

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

λ : Elancement du poteau

l_f : la longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : moment d'inertie du poteau (I_{\min})

B : section transversale du poteau ($B=b.h$)

l_0 : la longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^3h/12}{bh}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b} = 0.7\sqrt{12} \frac{L_0}{b}$$

Condition	Niveau	Poteau	L_0 (m)	h (m)	λ	vérification
$\lambda = 2.4125.L_0/h$	10, 9,8 7 ^{eme} étages	30×40	3.06	0.40	18.46	C.V
	6, 5,4,3	35×45	3.06	0.45	16.41	C.V
	2 ; 1,S.sol	40×50	3.06	0.50	14.76	C.V
	RDC	40×50	4.42	0.50	21.33	C.V

Tableau II.6.1 : les différentes valeurs de l'élancement.

Conclusion : la condition sur l'élancement étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

Chapitre III
Calcul des éléments secondaires

Introduction : Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la Structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des charges seules qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99).

III.1 : Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau des poutres périphériques.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

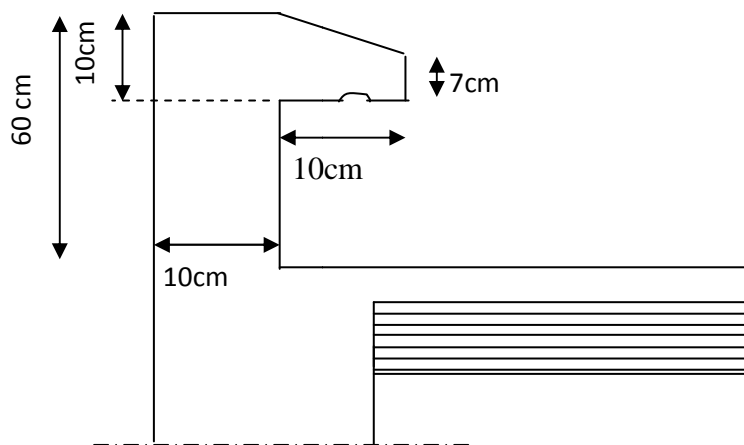
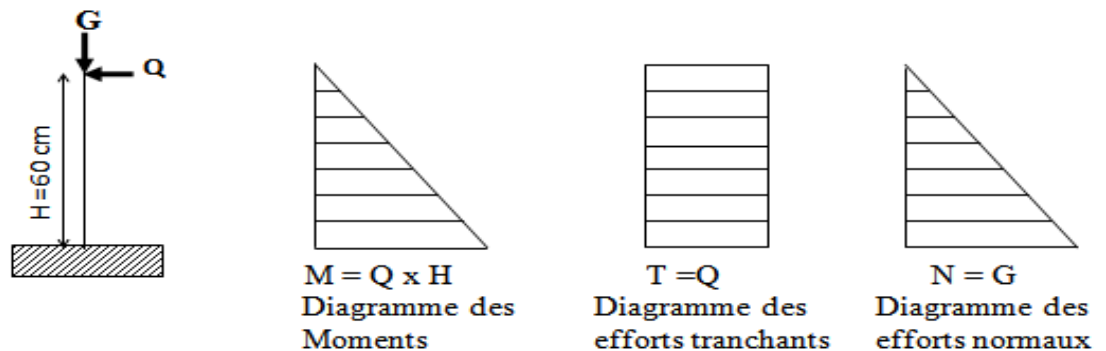


Fig III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère.



III.1.2. Diagramme des efforts internes.

III.1.1 Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$$N_G = \rho \times S$$

Avec : ρ : Poids volumique du béton $= 25 \text{KN/m}^3$

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$N_G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal : $N_G = 1,712 \text{ KN /ml}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

A) Combinaisons de charges :

a) **E L U** : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_u = 1,50 \times M = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

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

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,5 \text{ KN}$$

b) **E L S** : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,712 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à la surcharge Q : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

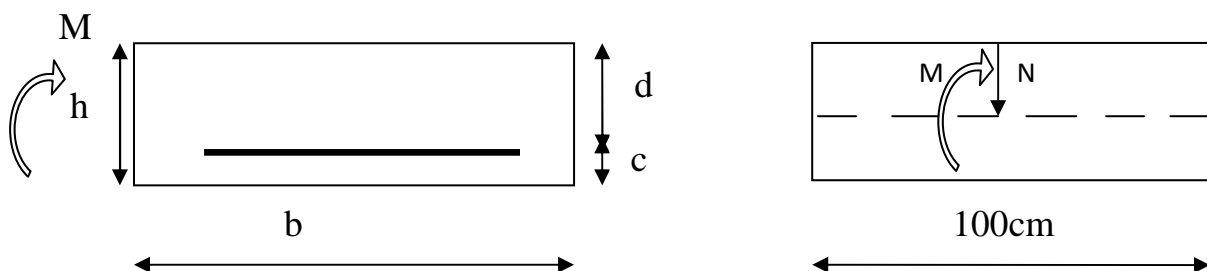
Effort tranchant T : $T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

III.1.2 Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N et un moment de flexion M , puis passer à une vérification de la section à l'ELS

FigIII.1.3. Section soumise à la flexion composée.



e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$h = 10$ cm (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100$ cm (longueur de la section)

$d = 8$ cm

$c = 2$ cm (enrobage)

a) Calcul de l'excentricité :

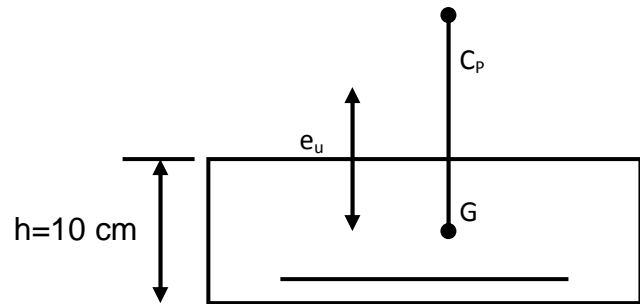
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,311} = 0,389m$$

$$e_u = 38,90 \text{ cm}$$

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

$$e_u = 38,90 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$$



D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul d'armatures en flexion simple :

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,389 + (0,1/2 - 0,02) = 0,419 \text{ m.}$$

$$\text{-Moment fictif : } M_f = N_u \times g = 2,311 \times 0,419 = 0,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348}$$

$$A_f = 34,94 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul d'armatures en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = (0,349 \times 100) - \frac{2,311 \times 10^3}{348}$$

$$A = 28,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 0,285 \text{ cm}^2$$

III.3/Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (la section minimale, BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1, CBA93

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 80 \times 2,1}{400} \times \frac{35,04 - 0,455 \times 80}{35,04 - 0,185 \times 80}$$

$$A_{\min} = 90,485 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,285 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA8 \Rightarrow A = 2,01 cm²/ml avec un espacement St = 25cm.

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad \text{avec : } S_t = 25\text{cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 0,905 / 4 = 0,226 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

3HA8 = 1,50 cm² Avec un espacement de 20cm.

b- Vérification au cisaillement : [Art . A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99]

vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 7 \times 10} = 0,214 \text{ MPa}$$

-Calcul de la contrainte admissible ;

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Et pas de risque de cisaillement.

c- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifié 99 Art 6.1.3) :

La condition doit être vérifiée $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum U_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 7,536 \text{ cm} \Rightarrow \sum u_i = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 80 \times 75,36}$$

$$\tau_{se} = 0,276 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification des contraintes à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,712 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,05 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimés.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimé. (SSA)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67; 201,63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 150} = 54,378 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a : $\rho_1 = 0,251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,920$ et $\alpha = 3(1-\beta_1) = 0,240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,558 = 0,852 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

e- Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone .

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1 du l'RPA).

W_p : Poids de l'élément considéré

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme n'est pas nécessaire.

III-4) ferrailage adopté :

- **Armatures principales : $4HA8 = 2,01\text{m}^2$**
- **Armatures secondaires : $3HA8 = 1,50\text{cm}^2$**

III.2 : les planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour les deux planchers.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T_é, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

* Limiter les risques de fissuration par retrait ;

* Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;

* Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

Et en plus, on fera l'étude pour la dalle pleine de la cage d'ascenseur reposant sur quatre appuis ainsi que les balcons.

III.2.1 : Plancher a corps creux :

A) Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures \perp aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures // aux poutrelles.

A₁) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L_p}{f_e}$$

Avec L_p : entre axes des poutrelles ;

f_e : la nuance de treillis soudé.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour une section de 5T5 ($A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20cm.

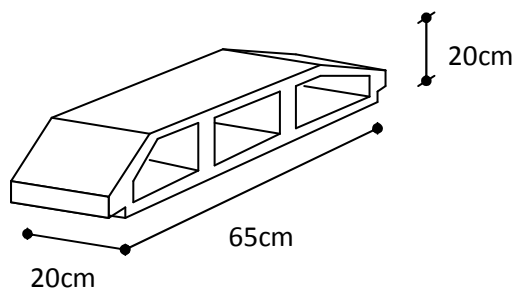
A₂) Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ On adoptera pour une section de 4T5 ($A_{\perp}=0,79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 25cm

B) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression

B-1) Avant coulage de la dalle de compression : la poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.



Corps creux

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus d'appuis (**BAEL 91/Art B.6.1.1**).

- **Chargement :**

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à 1KN/ml.

- **Calcul à l'ELU :**

-Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

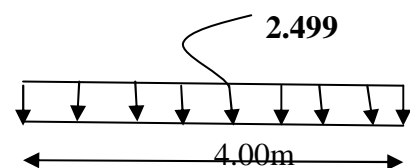
$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.499 \text{ KN/ml.}$$

-Calcul du moment en travée :

$$M_U = \frac{quL^2}{8} = \frac{2.499 \times (4)^2}{8} = 4.998 \text{ KN.m}$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{quL}{2} = \frac{2.499 \times 4}{2} = 4.998 \text{ KN}$$



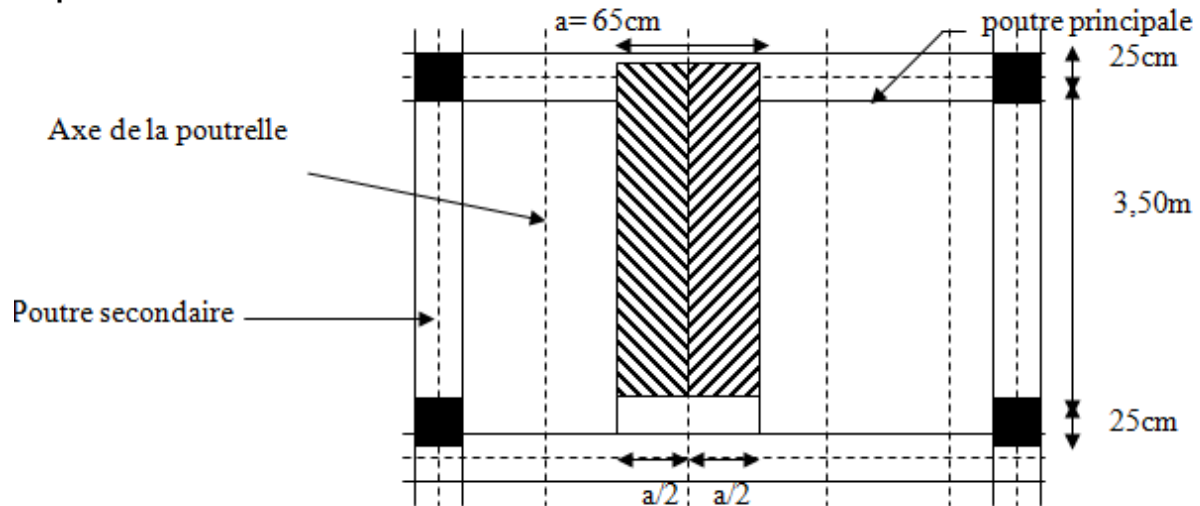
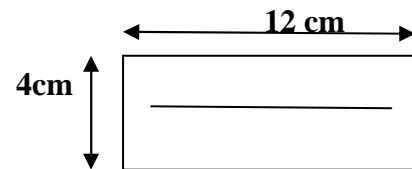


Fig III.2.1 : Surface revenant aux poutrelles.

➤ **Ferrailage :**

Soit $C =$ enrobage (2 cm).

La hauteur utile est donc : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) donc on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (tendues et comprimées), pour cela on prévoit alors des étais intermédiaires pour aider la section à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

-Moment correspondant à une section simplement armée

B.2 : Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul est conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue encastrée partiellement à deux extrémités, elle supporte son poids propre ; le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges éventuelles revenant au plancher.

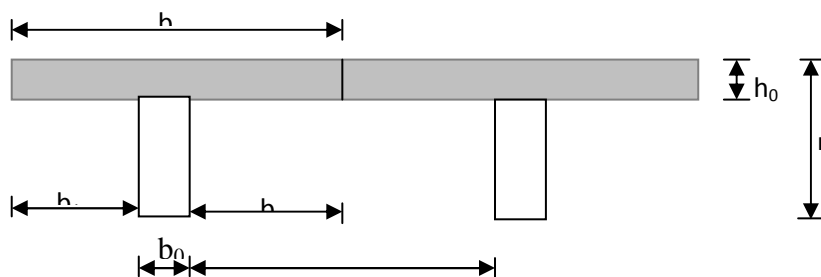


Fig III.2.2 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Avec :

l : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. ($l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$).

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

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 5 \text{ cm}$).

$$b_1 = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm.}$$

1. Charges et surcharges :

➤ Plancher étage courant :

- Charges permanentes : $G = 5,50 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher RDC (service) :

- Charges permanentes : $G = 5,50 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

- Charges permanentes : $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

• Combinaison de charges :

➤ Plancher étage courant :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,575 + 1,5 \times 0,975 = 6,289 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,575 + 0,975 = 4,55 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher RDC (service) :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,575 + 1,5 \times 3,25 = 9,70 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,575 + 3,25 = 6,825 \text{ KN}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,692 + 1,5 \times 0,65 = 5,959 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,692 + 0,65 = 4,342 \text{ KN/ml}$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC (service) (surcharge) est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC (service) pour le calcul du ferrailage.

2. Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles telle que :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode des trois moments (méthode de la RDM)

-Méthode de Caquot.

Pour le calcul des armatures, la poutrelle est étudiée comme une poutre de section en **T**

❖ **vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

Hypothèses :

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
- $Q \leq \max (2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2)$.
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

Vérifications :

On a $Q = 3,25 \text{ KN/m}$

$2 G = 2 \times 3,575 = 7,15 \text{ KN/m}$

} \Rightarrow vérifiée

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow Condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 - $L_i/L_{i+1} = 3.20/4 = 0.8$
 - $L_i/L_{i+1} = 4/3.6 = 1.1$
 - $L_i/L_{i+1} = 3/3.1 = 0.96$
 - $L_i/L_{i+1} = 3.10/3.60 = 0.86$ \Rightarrow Condition vérifiée
 - $L_i/L_{i+1} = 3.6/4 = 0.9$
 - $L_i/L_{i+1} = 4/3.20 = 1.25$
- La fissuration est non –préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99) :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même

portée L que la travée considérée et soumise au mêmes charges (moment isostatique)

M_w, M_e

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \left\{ 1,05 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{8} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_T \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on a une poutrelle sur huit (08) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

Dans notre cas on s'intéressé pour l'étude d'une poutre continue sur 7 travées et 8 appuis :

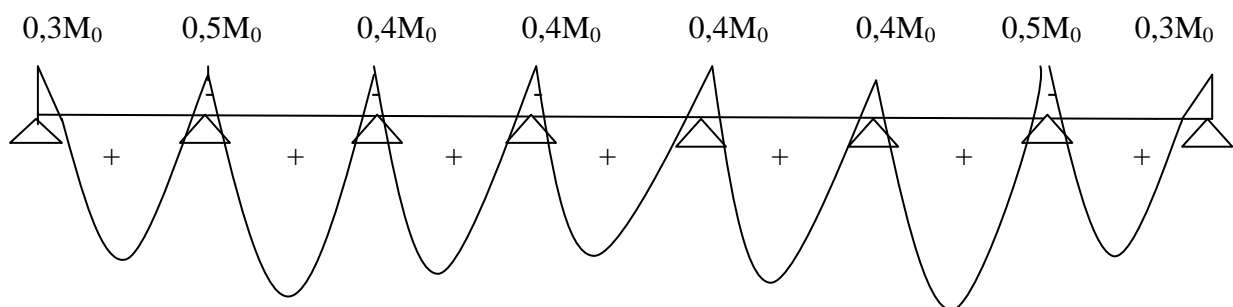


Fig III.2.3 : Diagramme des moments d'une poutre continue.

3. Application de la méthode forfaitaire :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = + \frac{3.25}{3.57+3.25} = 0.48 \quad 0 \leq 0,48 \leq \frac{2}{3} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 9.70 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant:**

- **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{0n} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8$$

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 3,20^2}{8} = \mathbf{12,42 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 4^2}{8} = \mathbf{19,40 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{03} = (q_u \times l_{CD}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 3,60^2}{8} = \mathbf{15,71 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{04} = (q_u \times l_{DE}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 3,10^2}{8} = \mathbf{11,65 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{05} = (q_u \times l_{EF}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 3,60^2}{8} = \mathbf{15,71 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{06} = (q_u \times l_{FG}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 4^2}{8} = \mathbf{19,40 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{07} = (q_u \times l_{GH}^2) / 8 = \frac{9,70 \times 3,20^2}{8} = \mathbf{12,41 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 12,42 = 3,726 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(12,42 ; 19,40) = 0,5 \times 19,40 = \mathbf{9,7 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(19,40 ; 15,71) = 0,4 \times 19,40 = \mathbf{7,76 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(15,71 ; 11,65) = 0,4 \times 15,71 = \mathbf{6,284 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(11,65 ; 15,71) = 0,4 \times 15,71 = \mathbf{6,284 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_F = 0,4 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,4(15,71 ; 19,40) = 0,4 \times 19,40 = \mathbf{7,76 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max} (M_{06}; M_{07}) = 0,5(19,40 ; 12,41) = 0,5 \times 19,40 = \mathbf{9,7 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 12,41 = \mathbf{3,723 \text{ KN} \cdot \text{m}}$$

• **Calcul des moments en travées :**

$$M_t \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_{i+} + M_{i+1})/2$$

➤ **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_A + M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \geq \max (6,328; 7,49) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{AB} = \mathbf{7,49 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

➤ **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max (11,64; 13,46) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{BC} = \mathbf{13,46 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

➤ **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max (9,43; 10,95) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{CD} = \mathbf{10,95 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

➤ **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_C + M_D)/2$$

$$M_t^{DE} \geq \max (5,49; 7,04) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{DE} = \mathbf{7,04 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

➤ **Etude de la travée EF :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} \geq \max (9,46; 10,95) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{EF} = \mathbf{10,95 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

➤ **Etude de la travée FG :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{FG} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_F + M_G)/2$$

$$M_t^{FG} \geq \max (11,64; 13,49) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{FG} = \mathbf{13,46 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

➤ **Etude de la travée GH :** (travée de rive)

$$M_t^{GH} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3 \alpha) M_{01}] - (M_G + M_H)/2$$

$$M_t^{GH} \geq \max (6,32; 7,49) \cdot \text{KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_t^{GH} = \mathbf{7,49 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_{\text{Droit}} = + [(q_u \times l_i)/2] + [(M_{i+1} - M_i)/l_i]$$

$$T_{\text{Gauche}} = - [(q_u \times l_i)/2] + [(M_{i+1} - M_i)/l_i]$$

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(9,70 \times 3,20)/2] + [(-9,7) - (-3,726)]/3,20 = \mathbf{13,63 \text{ KN}}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-9,70 \times 3,20)/2] + [(-9,7) - (-3,726)]/4 = \mathbf{-18,29 \text{ KN}}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(9.70 \times 4)/2] + [(-7.76) - (-9.7)]/4 = \mathbf{19.89 \text{ KN}}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-9.70 \times 3.60)/2] + [(-7.76) - (-9.7)]/4 = \mathbf{-18.92 \text{ KN}}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(9.70 \times 3.60)/2] + [(-6.284) - (-7.76)]/3.60 = \mathbf{17.85 \text{ KN}}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-9.70 \times 3.60)/2] + [(-6.284) - (-7.76)]/3.60 = \mathbf{-17.05 \text{ KN}}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(9.70 \times 3.10)/2] + [(-6.284) - (-6.284)]/3.10 = \mathbf{15.04 \text{ KN}}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-9.70 \times 3.10)/2] + [(-6.284) - (-6.284)]/3.10 = \mathbf{-15.04 \text{ KN}}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(9.70 \times 3.60)/2] + [(-7.76) - (-6.284)]/3.60 = \mathbf{17.05 \text{ KN}}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-9.70 \times 3.60)/2] + [(-7.76) - (-6.284)]/3.60 = \mathbf{-17.87 \text{ KN}}$$

Travée FG :

$$T_F = [(q_u \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_F = [(9.70 \times 4)/2] + [(-9.7) - (-7.76)]/4 = \mathbf{18.92 \text{ KN}}$$

$$T_G = [(-q_u \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_G = [(-9.70 \times 4)/2] + [(-9.7) - (-7.76)]/4 = \mathbf{-19.89 \text{ KN}}$$

Travée GH :

$$T_G = [(q_u \times l_{GH})/2] + [(M_H - M_G)/l_{GH}]$$

$$T_G = [(9.70 \times 3.20)/2] + [(-3.723) - (-9.7)]/3.20 = \mathbf{17.39 \text{ KN}}$$

$$T_H = [(-q_u \times l_{GH})/2] + [(M_H - M_G)/l_{GH}]$$

$$T_H = [(-9.70 \times 3.20)/2] + [(-3.723) - (-9.7)]/3.20 = \mathbf{-13.65 \text{ KN}}$$

❖ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

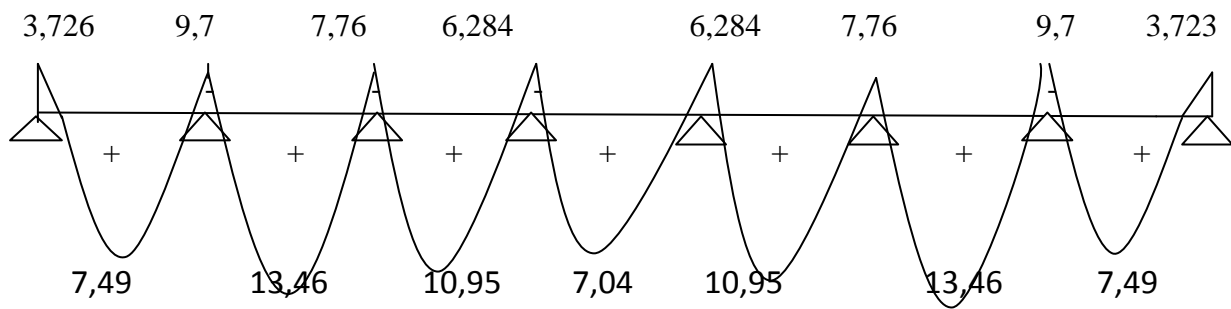


Fig III.2.4 : Diagramme des moments d'une poutre continue.

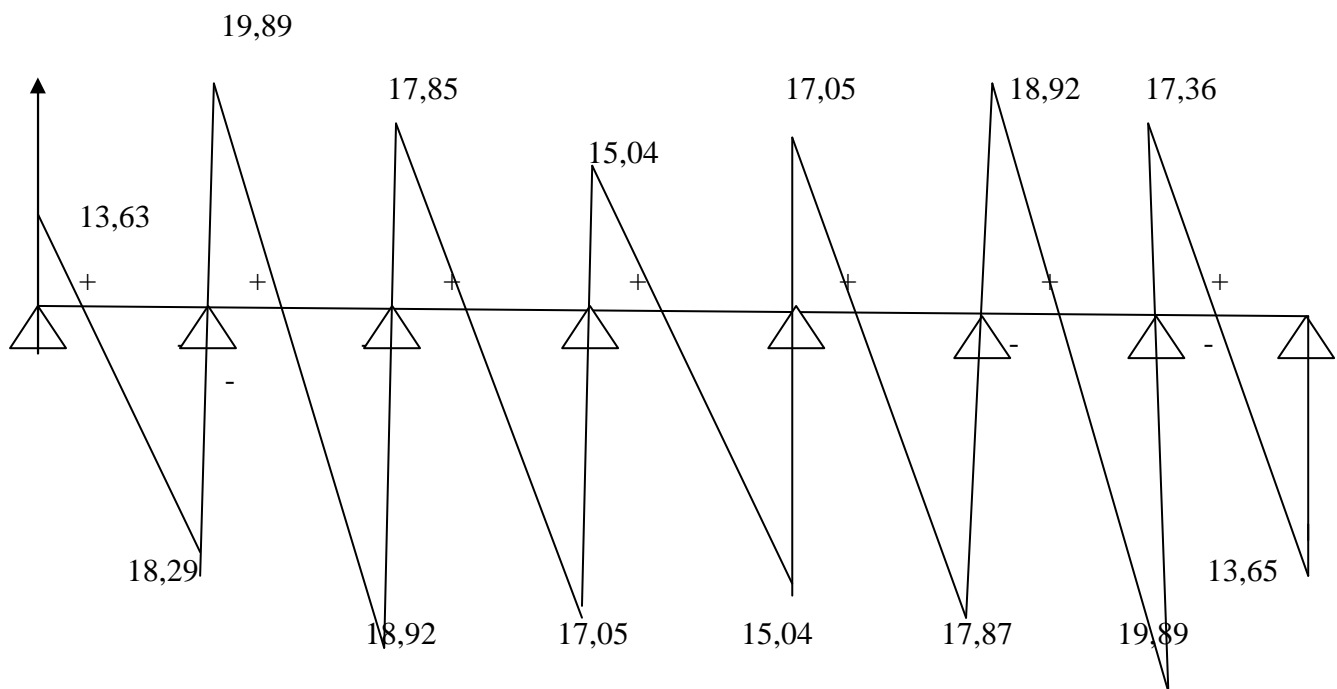


Fig III.2.5 : Diagramme des efforts tranchants.

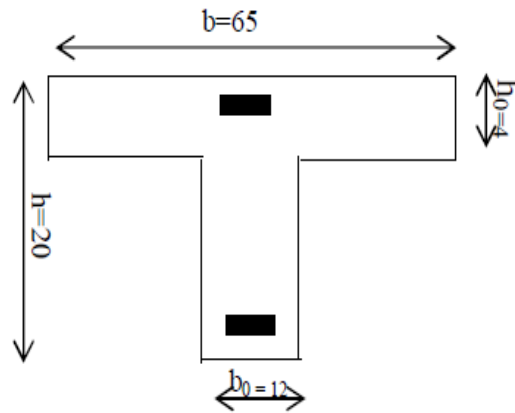
3. Calcul des armatures:

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum

$M_t^{\max} = M_t^{BC} = M_t^{FG} = 13,46 \text{ KNm}$, (travée BC, FG) et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = M \text{ KNm}$.

3-1) Calcul des armatures à ELU :

$H_0 = 4 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$



- A. Armatures longitudinales :**

- En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, en considérant le moment maximum $M_t^{\max} = M_t^{BC} = M_t^{FG} = 13.46 \text{ KNm}$.

Le moment équilibré par la table de compression M_0 est donné par la formule suivante :

$$M_0 = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = M_0 = 65 \times 4 \times 1,42 \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 5907,2 [\text{KN.cm}]$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$D'où M_t^{\max} = 13.46 \text{ KNm} < M_0 = 59,072 \text{ KNm}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.46 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA} = 1,42 \text{ KN/cm}^2$$

$$\mu = 0,045 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0,026 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.977$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.46 \times 10^3}{0.977 \times 18 \times 348} = 2.19 [\text{cm}^2].$$

Soit $A_{\text{adp}} = 3\text{HA}10 = 2,35 [\text{cm}^2]$.

- Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = 9.70 \text{ [KN.m]}$$

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0=12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{9.70 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,175 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,175 \Rightarrow \beta = 0.908$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{9.70 \times 10^3}{0.908 \times 18 \times 348} = 1.71 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Soit $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$

- **B. Armatures transversales :** Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par : [Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifié 99]

$$\left\{ \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 0,8; \frac{12}{10} \right\} = \min \{ 0.57; 0.8; 1.2 \} = 0.57 \text{ cm}$$

on adopte : $2\phi 8 \implies A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times 2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \implies \frac{1,13 \times 400}{12 \times 15} = 2,51 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \implies \text{vérifiée}$$

3-2) Vérification :

❖ A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Art 51.211 / BAEL 91 modifié 99, CBA 93)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \implies \bar{\tau}_u = \min (3,33; 5) = 3,33 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

$$T_u^{max} = 18.92 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{18.92 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.875 \text{ [MPa]} ; \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. (Pas de risque de cisaillement).

➤ **Influence de l'effort tranchant : (au niveau des appuis) : [ArtA.5.1.313/BAEL 91 modifié 99] :**

On doit vérifier que :

Sur le béton :

$$T_u^{max} \leq \frac{0,4f_{28}}{\gamma_b} \times 0,9db_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a $T_u^{max} = 18.92 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sur l'acier : (armatures)

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_s} = \frac{18.92 \times 1000}{348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ [cm}^2] > 0.54 \text{ [cm}^2] \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par **En travée :**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\Psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum U_i$: Périmètre utile des aciers.

$$\sum U_i = n \times [] \times \Phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{18.92 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1.23 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1.23 \text{ [MPa]} \leq \tau_{se}^- = 3,15 \text{ [MPa]} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times [] \times \Phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{18.92 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,54 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,54 \text{ [MPa]} \leq \tau_{se}^- = 3,15 \text{ [MPa]} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):**

$$\tau_{se}^- = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}^-} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ [cm]}$$

On prend $L_s = 45 \text{ [cm]}$

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** [Art A 5.1,2.11/BAEL 91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 18.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.92 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.876 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.876 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **A l'ELS :**

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ [cm}^2\text{].}$$

$$A_t = 2.35 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **aux appuis :**

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

$$A_a = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures : [BAEL91/A.4.5,3] :**

La fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.825}{9.70} = 0.70$$

▪ **Vérification de la résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,8586 \Rightarrow K_1 = 20,36 \dots \text{par interpolation a partir des tableaux a l'ELS.}$$

$$M_a = 6.79 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.79 \times 10^6}{0,8586 \times 180 \times 2.01 \times 10^2} = 218,57 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = 0,049 \times 218,57 = 10,70 \text{ [MP]} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,8565 \Rightarrow K_1 = 19,84$$

$$M_t = 9.42 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{9.42 \times 10^6}{0,8565 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 260 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 0,050 \times 260 = 13 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de la résistance de l'acier à la traction :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,8586 \Rightarrow K_1 = 20,36 \dots \text{par interpolation a partir des tableaux a l'ELS.}$$

$$M_a = 6.79 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.79 \times 10^6}{0,8586 \times 180 \times 2,26 \times 10^2} = 194,40 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st09} = 194,40 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{ST}} = 348 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1.087 \Rightarrow \beta_1 = 0.8565 \Rightarrow K = 19,84$$

$$M_t = 9.42 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{9.42 \times 10^6}{0.8565 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 198.16 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 198.16 < \overline{\sigma_{ST}} = 348 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure h=20cm

M₀ : moment isostatique maximum..... 19.40KN/m

L : portée entre nus d'appuis..... 4m

M_t : moment max en travée..... 9.42KN.m

b₀ : largeur de la nervure..... 12cm

d : hauteur utile de la section droite..... 18cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{22.5} = 0,044 \\ \frac{20}{400} = 0,055 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{9.42}{19.40} = 0,027 \\ \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.14}{12 \times 18} = 0,015 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

Conclusion : Les armatures adoptées sont :

- **aux appuis : 2HA12**
- **en travées : 3HA10**



1/0.71

III.3 : Les balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.40\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G_1) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

III-3.1) Dimensionnement du balcon :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

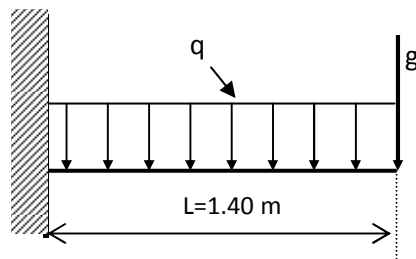


Fig III.3.1: Schéma statique du balcon.

➤ **Charges et surcharges :**

a) **Charges permanentes :**

✓ Poids propre de la dalle :

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Chape de mortier	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	22	0.44
			G total =5.39

Tableau III.3.1.2 : Poids propre de la dalle pleine.

✓ Poids du garde corps :

Charge permanentes concentrées poids du corps creux	Masse Volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	22	0.02*2	0.88
			g =1.78

Tableau III.3.1.3 : Poids du garde corps.

b) Charges d'exploitation : Elle donnée par le DTR BC.22 :

- ✓ La dalle : $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ La main courante (charge horizontale) : $F = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

Remarque : le moment provoquer par la main coutante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III.3.2) Combinaisons des charges :

- **A l'ELU :**

pour la dalle $q_u = (1,35G_t + 1,5Q).1m = (1,35 \times 5,39) + (1,5 \times 3,5) = 12,53 \text{ KN/ml}$

main courante $q_{um} = (1,5 \times q_m).1m = (1,5 \times 1) = 1,5 \text{ KN/ml}$

garde corps $g_u = (1,35 \times g).1m = (1,35 \times 1,78) = 2,40 \text{ KN/ml}$

- **A l'ELS :**

Pour la dalle $q_s = (G_t + Q_b).1m = (5,39 + 3,5) = 8,89 \text{ KN/m}$

Main courante $q_{sm} = 1 \text{ KN/m}$

Garde corps $g_s = 1,78 \text{ KN/m}$

III.3.3) Ferrailage :**1- Calcul des moments fléchissant :**➤ **ELU :**

*Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{q_u} = q_u l^2 / 2 = 12,53 \times (1,40)^2 / 2 = 12,28 \text{ KNm}$$

*Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{g_u} = g_u \times L = 2,40 \times 1,40 = 3,36 \text{ KN m}$$

*Moment total:

$$M_u = M_{q_u} + M_{g_u} = 12,28 + 3,36 = 15,64 \text{ KNm}$$

➤ **ELS :**

*Moment provoqué par charge q_s :

$$M_{q_s} = q_s L^2 / 2 = 8,89 \times (1,40)^2 / 2 = 8,71 \text{ KNm}$$

*Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{g_s} = g_s \times L = 1,78 \times 1,40 = 2,49 \text{ KNm}$$

*Moment total :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 8,71 + 2,49 = 11,2 \text{ KNm}$$

2 – Calcul de l'effort tranchant (à l'appui) :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = 12,53 \cdot 1,40 + 2,40 = 19,94 \text{ KN.}$$

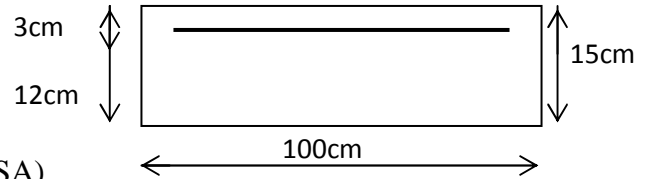
$$V_s = q_s \cdot l + g_s = 8,89 \cdot 1,40 + 1,78 = 14,22 \text{ KN.}$$

2- Calcul du ferrailage à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **calcul des armatures principales (longitudinales) :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.64 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,076$$



$\mu_u < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots$ section simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc : } A_U = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.64 \times 10^3}{0.946 \times 12 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

On adopte a une section :

$$A_u = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement } St = 25 \text{ cm}$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

• **calcul des armatures de répartitions (transversales) :**

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte a une section :

$$A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement } St = 25 \text{ cm}$$

3- Vérification à L'ELU :

a) Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = q_u L + g_u = 19.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.94 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \langle \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence dans les barres :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres (i).

$$\sum U_i : 6 \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.94 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.979 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c) Longueur de scellement : (Art A.5.1.22/ BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} > L_s = 50 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0.4 L_s = 20 \text{ cm}$$

d) Espacement des barres :

- Pour les armatures principales :

$$St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

St = 25cm < 33cm..... La condition est vérifiée.

- Pour les armatures de répartition :

$$St < \min \{30, 25\text{cm}\} = 25\text{cm}$$

St = 20cm < 25cm..... La condition est vérifiée.

Donc les armatures sont convenablement réparties.

4 - Vérification à L'ELS :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99 Art A.4. 2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.897 \\ K_1 = 33.31 \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{11.2 \times 10^6}{0.897 \times 120 \times 565} = 184.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 184.16 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{184.16}{33.31} = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.52 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 0.50$$

Avec :

E_v : module de déformation différée : E_v = 10818.865 Mpa

I_{fv} : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée

On Doit vérifier que :

$$F < \bar{F} \quad \text{Avec :}$$

$$F = F_1 + F_2$$

La flèche admissible : $\bar{F} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$

Soit $M_1 = \frac{-q.l^2}{2}$ le moment dû à la charge et surcharge revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g.l$ le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de **vérechaguine** on obtient :

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \quad f_1: \text{flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \quad f_2: \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4 \quad I: \text{moment d'inertie du balcon.}$$

$$E = 1081,887 \text{ KN/cm}^2 \quad E: \text{module de déformation différée du béton.}$$

$$F_1 = \frac{8,93 \cdot 10^{-2} \times (120)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,076 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{1,46 \cdot 10^{-2} \times (120)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0002 \text{ cm}$$

$$F = 0,076 + 0,0002 = 0,0762 \text{ cm}$$

D'où $F < \bar{F}$ (condition vérifiée)

III.4: Escalier :

III-4.1) Terminologie et définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant ; ils sont en bois ou en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paillasse et de paliers assimilés à des poutres isostatiques.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers ; les escaliers sont à deux volets.

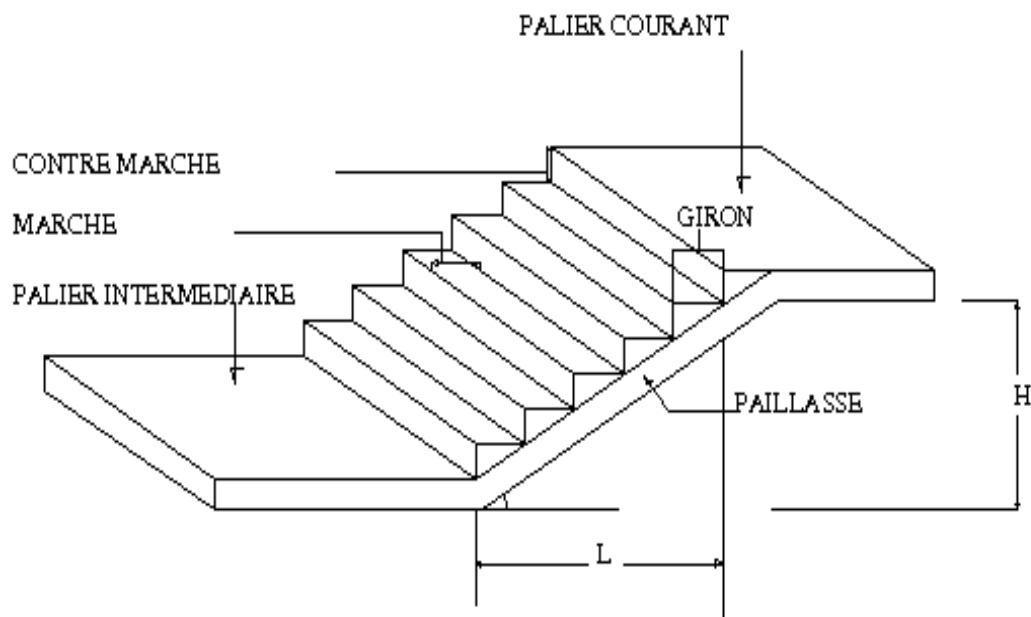


Fig. III.4.1 : Schéma représentatif des escaliers.

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

Notations utilisées :

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

e_p : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée

III-4.2) Dimensionnement de l'escalier :

a) Détermination du nombre de marches et contre marches :

L'escalier de l'étage courant comporte 02 volets et 01 palier intermédiaire.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de deux volées et un palier intermédiaires. Nous calculerons l'escalier du RDC et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

Le pré dimensionnement se fera par la formule de BLONDEL pour les marches et contremarches.

La loi de BLONDEL est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable. $59 \leq 2h + g \leq 64$

Soit: $14 < h < 18\text{cm}$

$24\text{cm} < G < 30\text{cm}$

On opte pour : $h = 17\text{cm}$

$G = 30\text{cm}$

✚ Nombre de marche et contre marches :

- Etage courant + S.sol :

$H = 286\text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{286}{17} = 17 \quad \Longrightarrow \quad \text{nombre de contremarches} = 17$$

$$\rightarrow m = n - 1 = 17 - 1 = 16 \quad \Longrightarrow \quad \text{nombre de marches} = 16$$

- $n = 9$ contremarches pour la première volée.
- $n = 8$ contremarches pour la deuxième = me volée.

- RDC :

$H = 272\text{cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{272}{17} = 16 \quad \Longrightarrow \quad \text{nombre de contremarches} = 16$$

$$\rightarrow m = n - 1 = 16 - 1 = 15 \quad \Longrightarrow \quad \text{nombre de marches} = 15$$

✚ Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$60\text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 64\text{ cm}$$

. \Rightarrow La relation est vérifiée

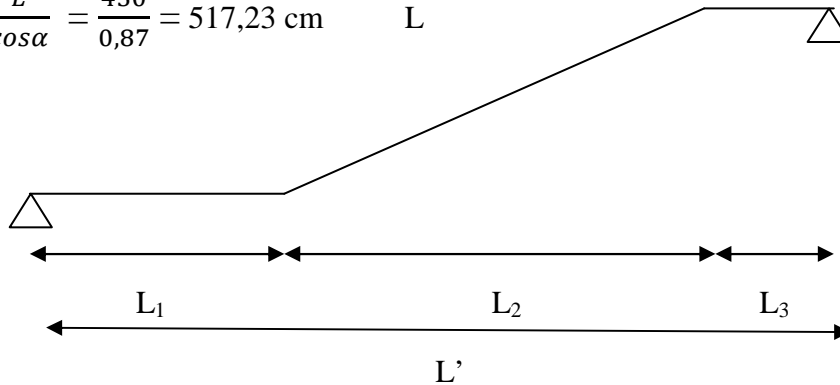
III-4-3) Dimensionnement de la paillasse et du palier :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$L = g(n-1) = 30 \times 15 = 450\text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L_2 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{450}{0,87} = 517,23\text{ cm} \quad L$$



$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 100 + 517,23 + 90 = 640\text{ cm.}$$

D'où :

$$\frac{640}{30} \leq e_p \leq \frac{640}{20} \quad \rightarrow \quad 21,33 \leq e_p \leq 32$$

On prend $e_p = 25\text{ cm.}$

III.4.4) Détermination des charges et surcharges (KN/m¹):

a) Charges permanentes :

✓ Palier

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton (palier)	0.25	25	6,25
5	Enduit ciment	0.02	28	0.4
				G total=6,87

Tableau III.4.1 : Charges permanentes du palier.

✓ Volée :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids des marches	0.17/2	25	2.125
5	Paillasse	0,25/cos29, 54= 0,28	25	7
6	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
7	Garde corps en bois	0.06	10	0.6
				G total=11,32

Tableau III.4.2 : Charges permanentes de la volée.

b) Surcharges d'exploitation : La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.4.5) Combinaison de charge :

a) A l'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \text{ l m}$

Palier : $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7,87 + 1.5 \times 2.5) = 14,37 \text{ [KN/ml]}$

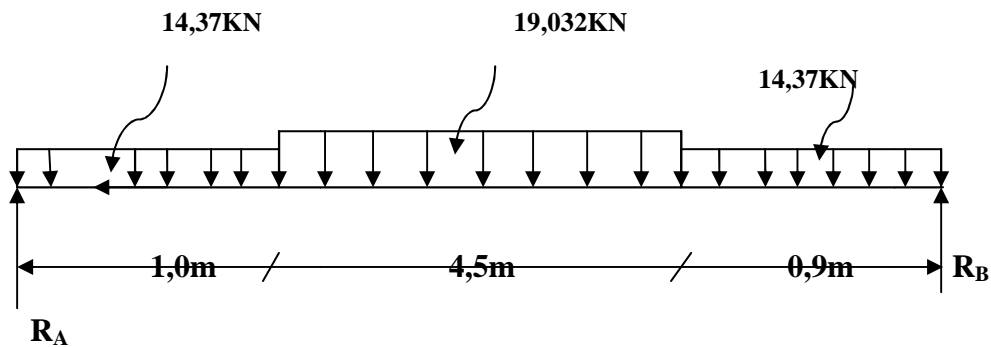
Volée : $q_{u2} = 1.35 \times 11,32 + 1.5 \times 2.5 = 19,032 \text{ [KN/ml]}$

b/ l'ELS: $q_s = (G + Q) \times 1m$

Palier : $q_{s1} = G + Q = 7,87 + 2.5 = 10,37 \text{ [KN/ml]}$

Volée : $q_{s2} = G + Q = 11,32 + 2.5 = 13,82 \text{ [KN/ml]}$

1/Etude de l'escalier de RDC :



Palier : $q_u^p = 14,37 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_u^v = 19,032 \text{ KN/ml}$

1.a /Calcul des réactions d'appui :

$R_A + R_B = (q_u^p \times 1) + (q_u^v \times 4,5) + (q_u^p \times 0,9) = 112,94 \text{ KN}$

$\Sigma M / A = 0 \implies (14,37 \times 1) 0,50 + (19,032 \times 4,5) 3,25 + (14,37 \times 0,9) 5,95 - 6,4 R_B = 0$

- **RA 56,31KN**
- **RB = 56,63KN**

1.b /Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1,0$

Effort tranchant :

$T(y) = R_A - 14,37 \cdot x$

$x = 0 \implies T(0) = 56,$

31 KN

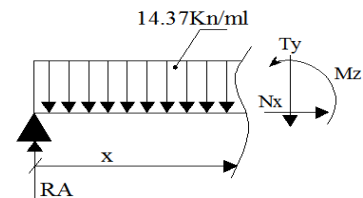
$x = 1,3 \implies T(1) = 41,94 \text{ KN}$

✓ Moment fléchissant :

$M_z = - q_u \cdot \frac{x^2}{2} + 56,31 \cdot x$

$x = 0 \implies M(0) = 0 \text{ KN}$

$x = 1 \implies M(1) = 49,125 \text{ KN.m}$



2^{ème} tronçon : $1.0 \leq X \leq 5,5$

✓ Effort tranchant :

$$T(y) = (-14,37 \times 1) - 19,032(x-1) + 56,31$$

$$x = 1 \rightarrow T(1) = 41,94 \text{KN}$$

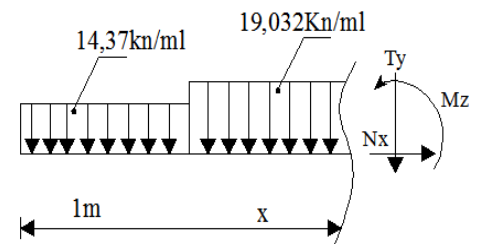
$$x = 5,5 \rightarrow T(5,5) = -44,95 \text{KN}$$

✓ Moment fléchissant :

$$M_z = -(14,37 \times 1 \times 0,5) - (19,032(x-1)^2/2) + R_A \cdot x$$

$$x = 1 \rightarrow M(1) = 49,125 \text{KN}$$

$$x = 5.5 \rightarrow M(5.5) = 109,82 \text{KN}$$



3^{ème} tronçon : $0 \leq X \leq 0,9$

✓ Effort tranchant :

$$T(y) = 14,37 x - 56,63$$

$$x = 0 \rightarrow T(0) = -56,63 \text{KN}$$

$$x = 1 \rightarrow T(1) = -42,26 \text{KN}$$

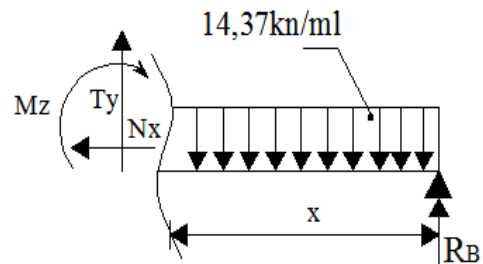
Moment fléchissant : $0 \leq X \leq 1$

$$M_z + 14,37 x^2/2 - R_B x$$

$$M_z = -14,37 x^2/2 + 56,63x$$

$$x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{KN}$$

$$x = 1 \rightarrow M(1) = 49,44 \text{KN}$$



✓ Effort tranchant :

$$T(y) = 14,37 x - 56,63$$

$$x = 0 \rightarrow T(0) = -56,63 \text{KN}$$

$$x = 1 \rightarrow T(1) = -42,26 \text{KN}$$

Moment fléchissant : $0 \leq X \leq 1$

$$M_z + 14,37 x^2/2 - R_B x$$

$$M_z = -14,37 x^2/2 + 56,63x$$

$$x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{KN}$$

$$x = 1 \rightarrow M(1) = 49,44 \text{KN}$$

Remarque :

-Calcul de la distance x_m ou le moment est max :

$$\frac{dMu}{dx} = 0$$

$T(y) = R_A - 14,37 \cdot x \implies X_m = 3,9m$
 Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_m = 3,9m$
 Donc $M_{zmax} = 110,32KN.m$
 En tenant compte du semi-encastrement , on prend :
 Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M_{zmax} = -33,09KN.m$
 En travée : $M_u^t = 0,85 M_{zmax} = 93,77 KN.m$

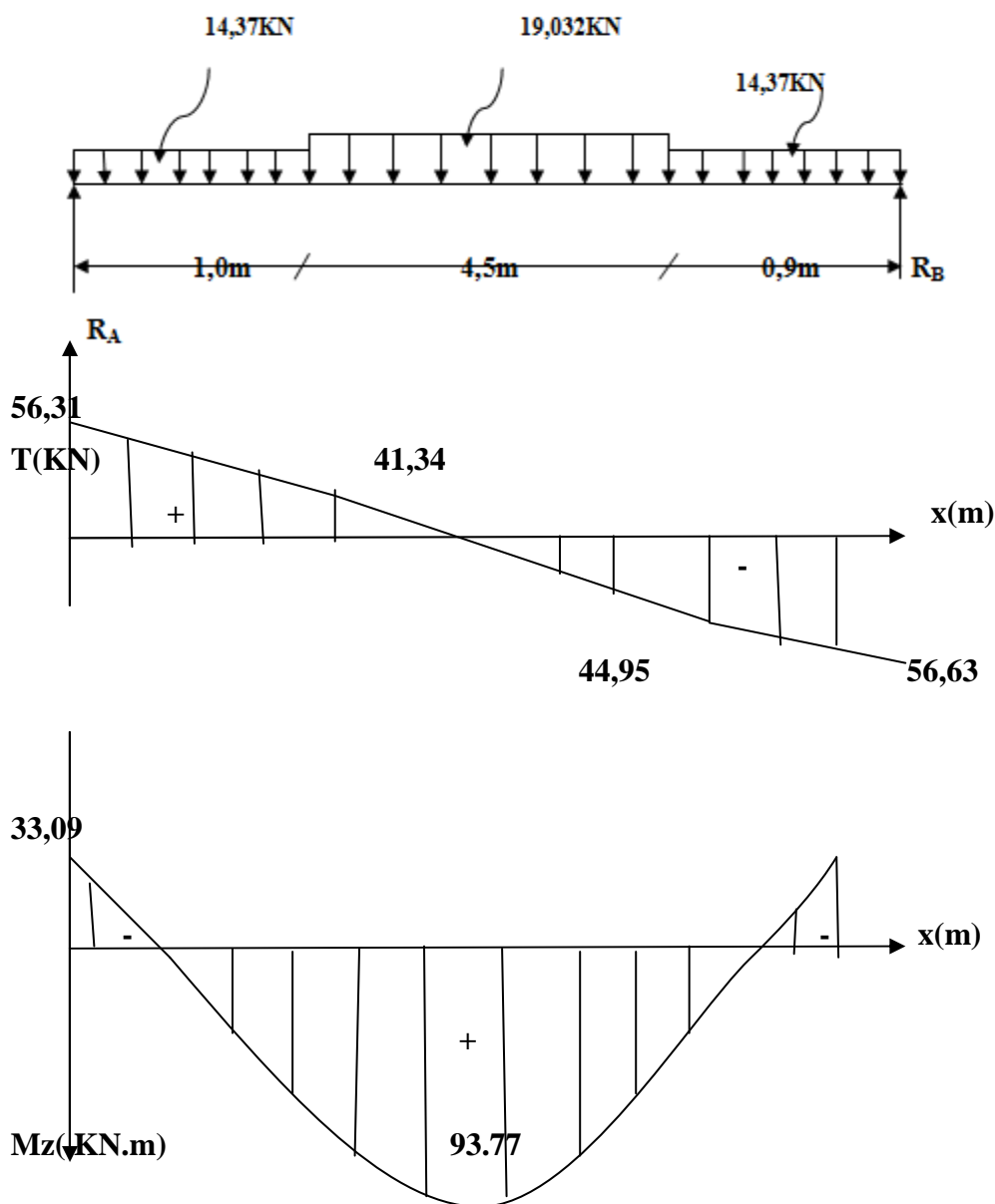
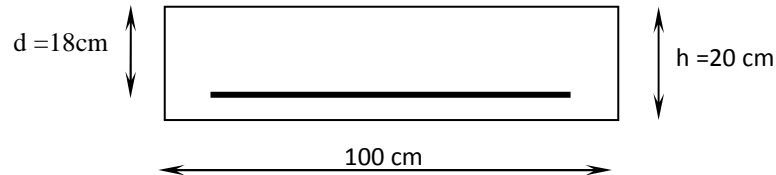


Fig. III.4.2 : Diagramme des moments et efforts tranchants.

III.4) Ferrailage à L'ELU :

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

A/ En travée: $M_t = 88,88 \text{ KN.m}$



➤ **Armatures principales**

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

$$\mu = \frac{93,77 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,203$$

$$\mu = 0,203 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,193 \Rightarrow \beta = 0,8855$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{93,77 \times 10^6}{0,8855 \times 180 \times 348} = 16,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 16,9 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 9\text{HA}16 = 18,09 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 11 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

B/ Sur appuis : $M_{ua} = -33,09 \text{ KN.m}$

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

$$\mu = \frac{33,09 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,071 \Rightarrow \beta = 0,9635$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{33,09 \times 10^6}{0,9635 \times 180 \times 348} = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,48 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

C/ Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1, CBA93) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_s, A_r) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

• **En travée :**

$$\text{-Armatures principales : } S_{t,\max} = 11 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

• **Sur appuis :**

$$\text{-Armatures principales : } S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement de barre aux appuis (BAEL 91 modifié 99 Art A 6,13, CBA93) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 15,07 \text{ cm}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{56,63 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 2,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99 Art 5-1.2, CBA93) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{56,63 \times 1000}{1000 \times 180} = 0,314 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,314 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93) :**

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \Rightarrow L_s = 56,43 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,6}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.L_s** pour les aciers H.A, soit : **L_c = 23 cm.**

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91 modifié 99 Art A 5-1.3, CBA93)**

- **Sur le béton**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 180 \times 1000}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 56,63 \text{ KN} < \overline{V}_u = 1080 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{\text{amax}}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(56,63 \times 10^3 + \frac{-33,09 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -424,43 < 0$$

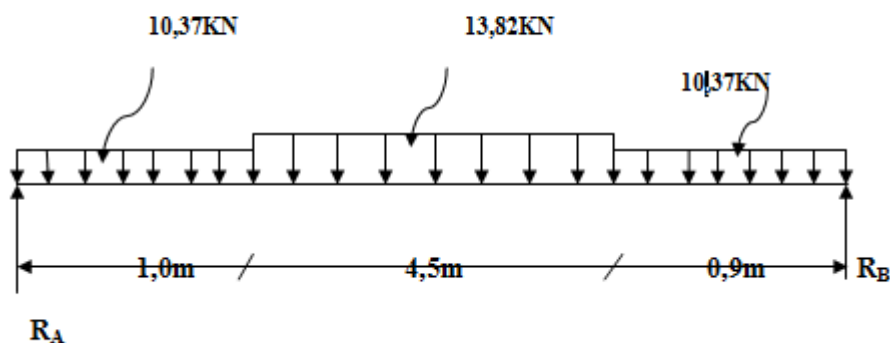
\Rightarrow Les armatures calculées sont suffisantes.

b/ l'ELS: $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

$$\text{Palier : } q_{s1} = G + Q = 7,87 + 2,5 = 10,37 [\text{KN/m}^2]$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = G + Q = 11,32 + 2,5 = 13,82 [\text{KN/m}^2]$$

b.1) Détermination des efforts internes à l'ELS :



D'après les formules de RDM :

$$R_A + R_B = 81,893 \text{ KN.}$$

$$M/A = 0 \rightarrow (10,37 \times 1)0,50 + (13,82 \times 4,5)3,25 + (10,37 \times 0,9)5,95 = 6,4 R_B$$

Donc: $R_A = 41,06 \text{ KN}$

$$R_B = 40,833 \text{ KN}$$

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1 \text{ m}$

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \longrightarrow \quad T(0) = 41,06 \text{ KN} \\ x = 1 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T(1) = 30,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot x^2 / 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad M(x=1) = 35,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $1 \leq X \leq 5,5 \text{ m}$

- **Effort tranchant**

$$T(x) = R_A - q_{s1} \times 1 - q_{s2} \cdot (x-1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T(1) = 30,69 \text{ KN} \\ x = 5,5 \quad \longrightarrow \quad T(5,5) = -31,5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_z = -(10,37 \times 1 \times 0,5) - (13,82(x-1)^2 / 2) + R_A \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad M(x=1) = 35 \text{ KN.m} \\ x = 5,5 \quad \longrightarrow \quad M(x=5,5) = 80,71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq X \leq 1,1 \text{ m}$

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_B + q_{s1} \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \longrightarrow \quad T(0) = -40,833 \text{ KN} \\ x = 0,9 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T(0,9) = -31,5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{s1} \cdot x^2 / 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 0 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 0,9 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad M(x=0,9) = 32,54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

-Calcul de la distance x_m ou le moment est max :

$$\frac{dMu}{dx} = 0$$

$$T(y) = 41,06 - 10,37 \cdot x = 0 \rightarrow x_m = 3,95$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_m = 3,95\text{m}$

Donc $M_{z\max} = 81,28\text{KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3 M_{z\max} = -24,38\text{KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85 M_{z\max} = 69,08\text{KN.m}$

b.2) Vérification à l'ELS :

➤ L'état limite d'ouverture des fissurations :

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

➤ L'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

- En travée : $M_t = 69,08\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 452}{1000 \times 180} = 1,01$$

$$\rho_1 = 1,01 \Rightarrow \beta_1 = 0,860, K_1 = 20,71 \Rightarrow \alpha_1 = 0,420$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0482$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{69,08 \times 10^6}{1809 \times 0,860 \times 180} = 246,68\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 11,88\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

- Aux appuis : $M_A = -24,38\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 565}{1000 \times 180} = 0,313$$

$$\beta_1 = 0,9125 \quad K = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{24,38 \times 10^6}{565 \times 0,9125 \times 180} = 262,71\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 6,04\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

➤ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{\max}L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}) = 13,82 \text{ KN/ml}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogène.

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n.A = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4,52$$

$$B_0 = 2271,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A_t d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 18,09 \times 18 = 24884,43 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 24884,43$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{24884,43}{2271,35} = 10,95 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_1 = 10,95 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,26 = 9,37 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_2 = 9,04 \text{ cm}}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{sr} (V_2 - c)^2 = (10,95^3 + 9,04^3) \frac{100}{3} + 15 \times 18,09 (9,04 - 2)^2$$

$$I_0 = 80941,82 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{5 \times 13,82 \times 6,4^4 \times 1000}{384 \times 10818,87 \times 80941,82 \times 0,01} = 0,000841 \text{ m} = 0,084 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = L/500 = 640/500 = 1,28$$

$$f = 0,084 \text{ cm} < \bar{f} = 1,28 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Donc on adopte le même ferrailage d'escalier pour les différents niveaux .

III.5 : Poutre palière :

La poutre palière se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur du RDC et de l'étage courant. On choisit la poutre palière de l'étage courant.

III.5.1) Pré- dimensionnement :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivant ;

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

Avec : h : hauteur de la poutre

l : porté max entre nus d'appuis

$$l_{\max} = 400 - 25 = 375$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h \leq 37,5$$

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

Largeur de la poutre ; $0,4h \leq b \leq 0,7h$ $14\text{cm} \leq b \leq 24,5$

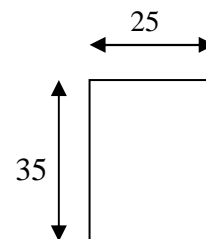
On prend $b = 25\text{cm}$

Poutre palier (25*35) Cm

Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h \geq 30 \quad , \quad b \geq 20$$

⇒ Condition vérifiée

**III.5.2) Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutre : $G = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,1875\text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 56,63\text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 41,06\text{KN/ml}$

III.5.3) Calcul des efforts à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + R_u = 59,58 \text{ KN}$$

❖ Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{59,58 \times 2,7^2}{8} = 54,29 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{59,58 \times 2,7}{2} = 80,43 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u = -0,3 \times 54,29 = -16,29 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 54,29 = 46,15 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

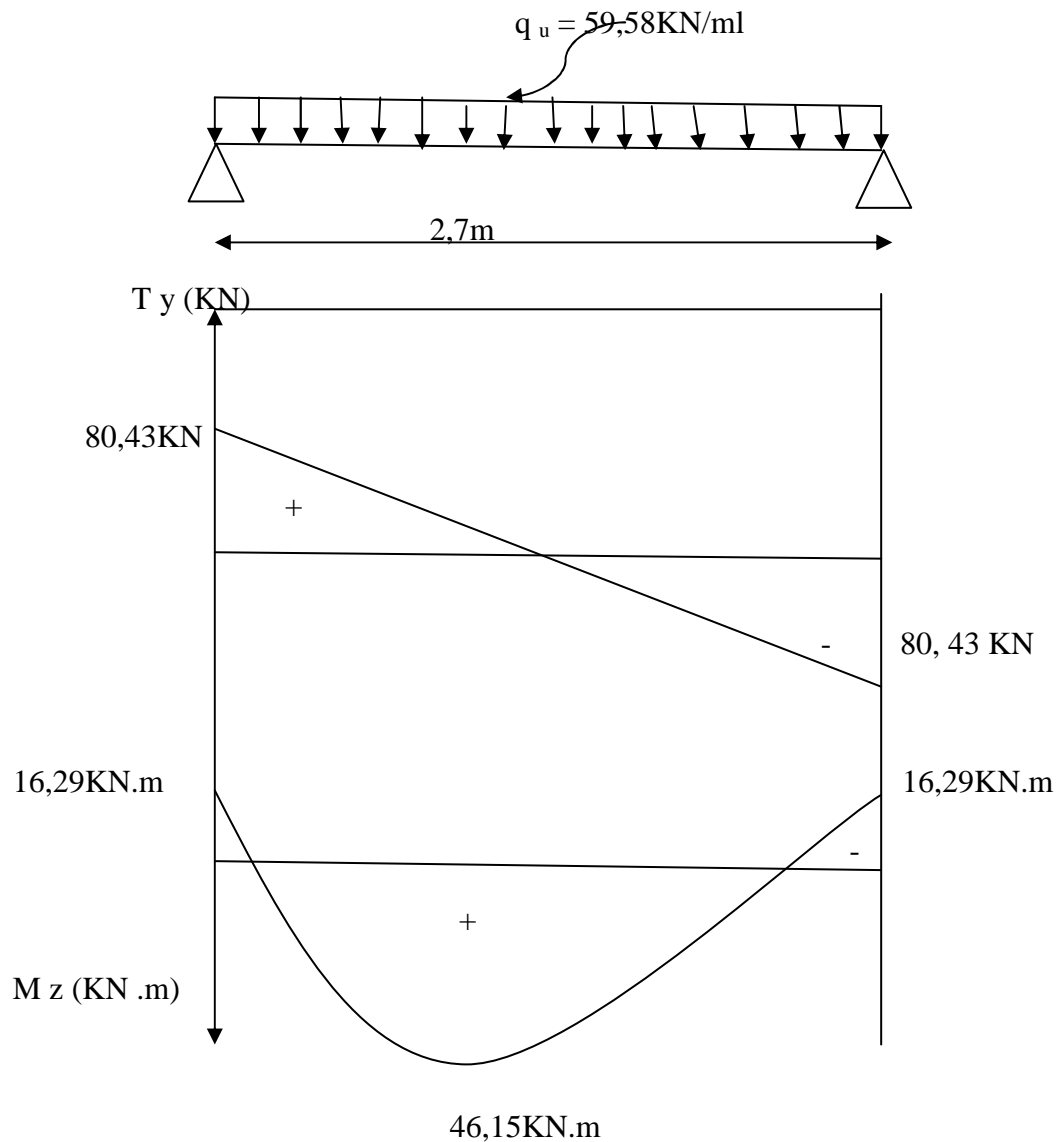


Fig. III.5.1 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU.

III.5.4) Calcul des armatures :

a/ Armatures longitudinales :

➤ En travée : $M_u = 46,15 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,15 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,099$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,099 \Rightarrow \beta = 0,9475$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{46,15 \times 10^6}{0,9475 \times 330 \times 348} * 10^{-2} = 4,24 \text{ cm}^2$$

Soit : **At = 3HA14 = 4,62 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{au} = -16,29 \text{ KN.m} ;$$

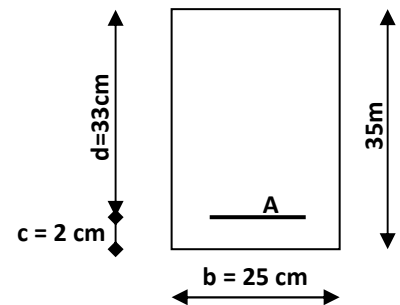
$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,29 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} * 10^{-2} = 0,035$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{16,29 \times 10^6}{0,9825 \times 330 \times 348} * 10^{-2} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aa = 3HA12 = 3,39 cm².**



b/ Armatures transversales :

❖ **Diamètre :** (B.A.E.L 91 article : A.7.2 ,2)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10} ; \Phi_l ; \frac{h}{35} \right).$$

Avec :

Φ_t : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre ; b=25cm.

h : Hauteur de la poutre ; h =35.

Φ_l : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux ; $\Phi_l = 1,2 \text{ cm}$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{25}{10} ; 1,2 ; \frac{35}{35} \right) = \min (2,5 ; 1,2 ; 1)$$

On prend $\Phi_t = 10\text{mm}$

$$A_t = \pi\Phi^2/4 = 3.14 \cdot 1/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre , et un étrier .

$$A_t = 4\Phi8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

c / Espacement des armatures transversales :

$$S_{tl} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \implies S_{tl} \leq \min (29,7\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$S_{tl} = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot f_e}{0,4b}$$

$$S_t = 67\text{cm}$$

On obtient : $S_t = \min(25 ; 67) = 25\text{cm}$

❖ **Selon le (R.P.A article 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$** .

L'espacement minimum entre les armatures transversales exigé par l'R.P.A est déterminé comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 12\Phi_L ; 30\text{cm})$.

✓ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4; 30\text{cm}) \implies S_t = 7\text{cm} \text{ (Dans la zone nodale)}$$

$$S_t \leq 17,5 \implies S_t = 15\text{cm} \text{ (En dehors de la zone nodale)}$$

d / Vérification de la quantité d'armature transversale :

$$A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.5) Vérification a l'E.L.U :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A**

4.2.1, CBA93) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,195\text{cm}^2 < (A_t = 4,62\text{cm}^2, A_a = 2,35\text{cm}^2)$$

\implies Condition vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{80,43 \cdot 1000}{300 \cdot 330} = 0,812 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,812 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**

- **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 300 \times 330 = 594000 \text{ N}$$

$$V_u = 80,43 \text{ KN} < \bar{V}_u = 594 \text{ KN} .$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \cdot \pi \cdot \Phi$$

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{80,43 \cdot 1000}{0,9 \cdot 330 \cdot 113} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ **Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93):**

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \Phi = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que 'ls' est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm.}$$

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

III.5.7) Vérification à l'ELS :

$$Q_s = G + R_s = 2,1875 + 41,06 = 43,25 \text{ KN}$$

❖ Le moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{43,25 \times 2,7^2}{8} = 39,41 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{43,25 \times 2,7}{2} = 58,39 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s = -0,3 \times 39,41 = -11,82 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 39,41 = 33,50 \text{ KN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

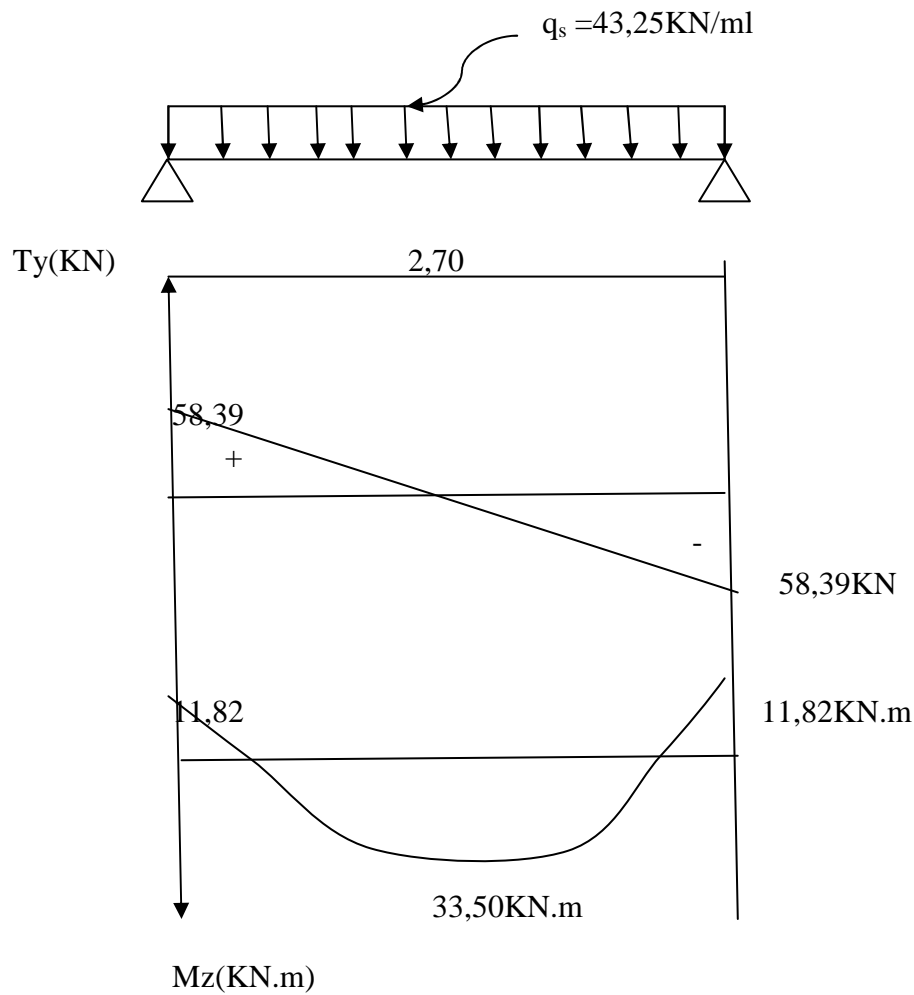


Fig III.5.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS.

❖ **Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d}$$

$$M_s = 33,50 \text{ kN.m}$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \qquad M_s = 11,82\text{N.m} \qquad A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Zone	M _s (KN .m)	A (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}
Travée	33,50	4,62	0,405	0,902	36,02	21,15MPa	0,41	15
Appuis	11,82	3,39	0,116	0,9435	73,505	14,27	0,194	15

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \implies \frac{35}{240} = 0,145 > \frac{46,15}{10 \times 54,29} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{fe} \implies \frac{4,2}{30 \times 33} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies 0,145 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on se dispense de calculer la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

On optera le même ferrailage pour toutes les poutres palières (étage courant).

III.6 ; Salle machine :**-Introduction :**

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$, et une surface de passage $2.05 \times 2.25 = 4,61 \text{ m}^2$, reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à **9 tonnes**, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

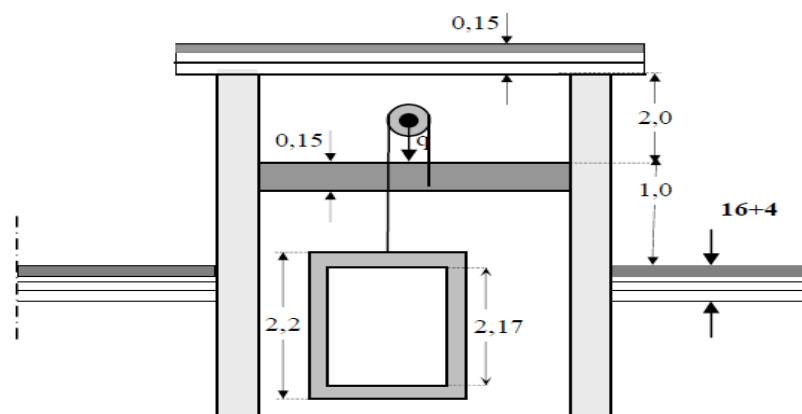


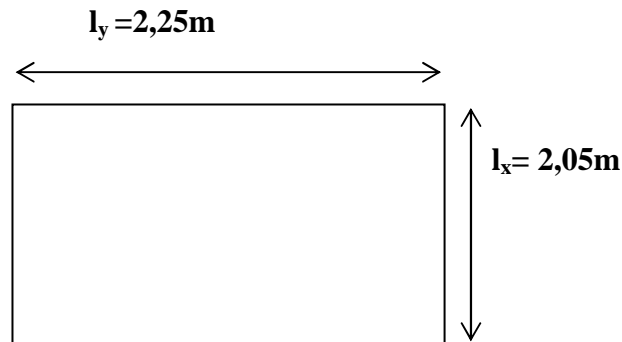
Fig.III.6.1 : Coupe schématique d'un ascenseur.

III .6.1 Calcul de la dalle pleine :

Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

A. Pré-dimensionnement :



$$ht \geq \frac{L \max}{30} = \frac{205}{30} = 6.87 \text{ cm}$$

Selon le règlement RPA version 2003 ; $ht \geq 12 \text{ cm}$

On opte : **ht = 15 cm.**

B. Fonctionnement de la dalle pleine :

$$\text{On a } \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{205}{225} = 0.9$$

$$0,4 < \rho = 0.9 < 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. μ

c. Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (U_0, V_0 : zone dans laquelle q est concentrée)

U_0 et V_0 : la surface d'influence de la charge concentré.

U et V : Surface d'impacte au niveau de la fouille moyenne.

$e = 5$ cm (épaisseur revêtement)

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

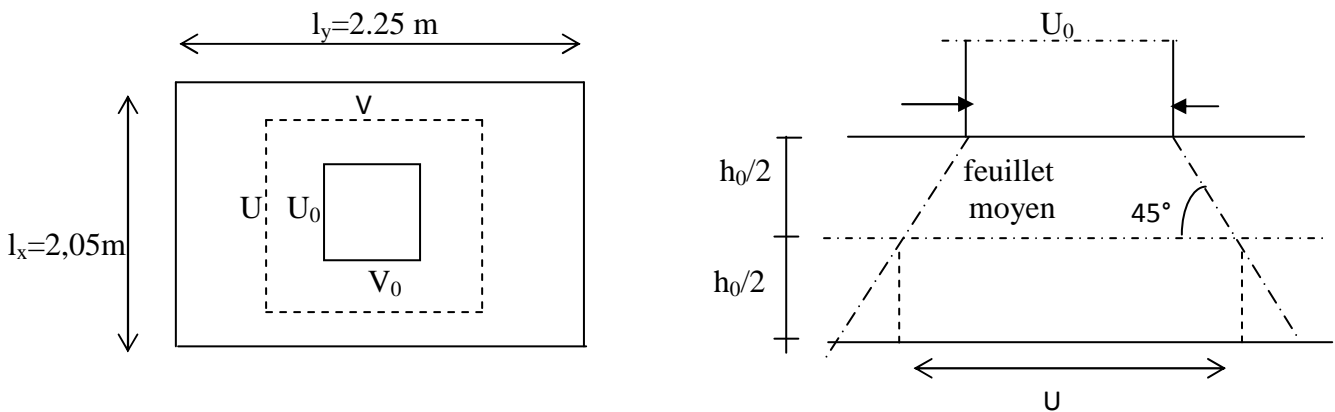


Fig. III-6-2 : schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillelet moyen.

III.6.2 Calcul des moments à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{Lx} = \frac{105}{205} = 0.51 \\ \frac{V}{Ly} = \frac{105}{225} = 0.46 \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.LU & \nu = 0 \\ E.LS & \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGE AUD en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{Lx}$ et $\frac{V}{Ly}$.

U et V cotés du rectangle sur lequel la charge P s'applique ; compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\text{Pour } \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{205}{225} = 0.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{Lx} = \frac{105}{205} = 0.51 \\ \frac{V}{Ly} = \frac{105}{225} = 0.46 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.100 \\ M_2 = 0.080 \end{array} \right.$$

a) Moments dus au poids propre :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Moment suivant la petite portée} \\ \text{Moment suivant le grand porté} \end{array}$$

. Les coefficients μ_x et μ_y donnés en fonction du rapport ρ ; et du coefficient de poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle .

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$\rho = 0.9 \longrightarrow \mu_x = 0.0458 \text{ et } \mu_y = 0.778.$$

Poids de la dalle : $G = (25 \cdot 0.15) \cdot 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ KN /ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN /ml}$.

- **Combinaison de charges :**

- **Sous charge uniformément répartie :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.06 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ux1} = 0.0458 \cdot (6.06) \cdot (1)^2 = 0.28 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy1} = 0.778 \cdot 3.75 = 2.9 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

- **Etat limite de service (ELS) : $v = 0.2$**

$$\rho = 0.9 \longrightarrow \mu_x = 0.0529 \text{ et } \mu_y = 0.846$$

Poids de la dalle : $G = (25 \cdot 0.15) \cdot 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ KN / ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN / ml}$.

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN / ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sx1} = 0.0529 \cdot (4.75) \cdot (1)^2 = 0.25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{sy1} = 0.846 \cdot 0.25 = 0.21 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

- **Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$**

$$P_u = 1.35 \cdot G \text{ Avec } G = 90 \text{ KN}.$$

G = chargement localisé au centre du panneau (non pondéré)

$$q_u = 1.35 \cdot 90 = 121.5 \text{ KN}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ux2} = q_u \cdot M1 = 121.5 \cdot 0.100 = 12.15 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{uy2} = q_u \cdot M2 = 121.5 \cdot 0.080 = 9.72 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

- **Etat limite de service (ELS) : $v = 0.2$**

$$P_s = G \text{ Avec } G = 90 \text{ KN}.$$

G = chargement localisé au centre du panneau (non pondéré)

$$q_s = G = 90 \text{ KN}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sx2} = q_s \cdot (M1 + v M2) = 90(0.100 + 0.2 \cdot 0.080) = 10.44 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{sy2} = q_s \cdot (M2 + v M1) = 90(0.080 + 0.2 \cdot 0.100) = 9 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

➤ **Les moments globaux :**

b) Superposition des moments:

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.28 + 12.15 = 12.43 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 2.9 + 9.72 = 12.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.25 + 10.44 = 10.69 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.21 + 9 = 9.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

➤ **Correction des moments :**

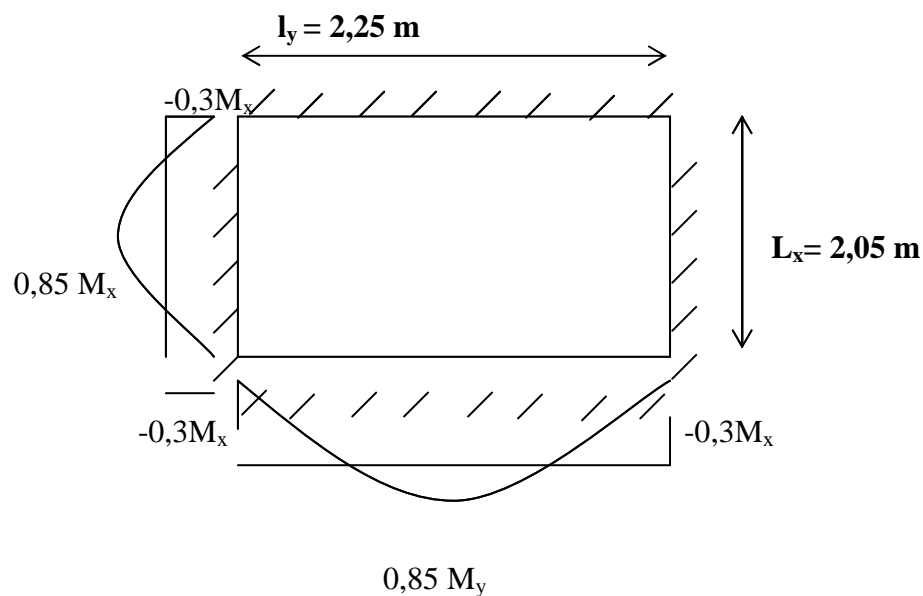


Fig. III.6.2.1 : Correction des moments aux appuis et en travée.

✚ **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 * M_x = 0.85 * 12.43 = 10.56 \text{ KN.m.} \\ M_y^t = 0.85 * M_y = 0.85 * 12.62 = 10.73 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

✚ *En appuis :*

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0.30 * M_x = -0.30 * 12.43 = -3.729 \text{ KN.m.} \\ M_y^a = 0.30 * M_y = -0.30 * 12.62 = -3.786 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

III.6.3) Ferrailage de la dalle :

• Détermination de la section d'armature :

✓ **Armatures // à X-X :**

-En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$M_x^t = 0.85 * M_x = 0.85 * 12.43 = 10.56 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.56 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.0440$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9695$$

$$A_{st} = \frac{10.56 \times 10^3}{0.9695 \times 13 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad \mathbf{4\Phi 10} \quad (A_s = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}) \quad \text{avec un espacement} \quad \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

-En appuis :

$$M_x^a = 0.30 * M_x = -0.30 * 12.43 = -3.729 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.729 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.0155$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9925$$

$$A_{st} = \frac{3.729 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.830 \text{ cm soit } \mathbf{4\Phi 10} \text{ (} A_s = \mathbf{3.14 cm^2} \text{) avec un espacement } S_t = \mathbf{25 cm}$$

✓ **Armatures // à Y-Y :**

-En travée :

$$M_y^t = 0.85 * M_y = 0.85 * 12.62 = 10.73 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.73 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.0447$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA d'où} \quad \beta = 0.9755$$

$$A_{st} = \frac{10.73 \times 10^3}{0.9755 \times 13 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\Phi 10} \text{ (} A_s = \mathbf{3.14 cm^2} \text{) avec un espacement } S_t = \mathbf{25 cm}$$

-En appuis :

$$M_y^a = 0.30 * M_y = -0.30 * 12.62 = -3.786 \text{ K}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.786 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.0157$$

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA d'où} \quad \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{3.786 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.843 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4\Phi 10} \text{ (} A_s = \mathbf{3.14 cm^2} \text{) avec un espacement } S_t = \mathbf{25 cm}$$

III.6.4) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91 modifié 99) :

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$).

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{205}{225} = 0.9$$

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,9) / 2 = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

- **Ferraillage minimal :**

- ✚ **Aux appuis :**

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens x-x).}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens y-y).}$$

- ✚ **En travée :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens x-x).}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée (sens y-y).}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

$$\text{Direction la plus sollicitée : } St \leq \min(2h; 25\text{cm})$$

$$\text{Direction perpendiculaire : } St \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$\text{Armatures supérieures : } St = 20\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}.$$

$$\text{Armatures inférieures : } St = (20 ; 25)\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(2.05 + 2.25) = 8.6m$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 8.6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 967.5 KN$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 KN$$

$$Q_u = 121,5 KN < Q = 967.5 KN \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc les armatures transversales sont inutiles

d) Vérification des contraintes tangentielles :

on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 KN$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1 + 1} = 40,50 KN.$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.U} = \frac{121,5}{3 \times 1} = 40.5 KN.$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 40.5 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{40.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,311 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,311 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

e) Contrainte de compression dans le béton :

➤ **Sens x-x**

- **Aux appuis** $Ma = 3.729 \text{ KN} \cdot \text{m}.$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ M Pa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24 \quad \Rightarrow \quad k = 49.10 \text{ et } \beta = 0.922$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{3.729 \times 10^6}{0,922 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 99.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{99.08}{49.10} = 2.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens x-x**

- **En travée** $Mt = 10.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ M Pa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24 \quad \Rightarrow \quad k = 49.10 \text{ et } \beta = 0.922.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{10.56 \times 10^6}{0,922 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 280.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{280.58}{49.10} = 5.71 \text{ M Pa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y**

- **En travée** $M_t = 10.73 \text{ KN} \cdot \text{m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ M Pa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \Rightarrow k = 49.10 \text{ et } \beta = 0.922.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{10.73 \times 10^6}{0.922 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 285.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{285.09}{49.10} = 5.80 \text{ M Pa} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis** $M_a = 3.729 \text{ KN} \cdot \text{m}.$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ M Pa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow k = 49.10 \text{ et } \beta = 0.922$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.729 \times 10^6}{0.922 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 99.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{99.08}{49.10} = 2.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

C) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 M_{0s}} \quad ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

-) h : Hauteur de la dalle.

-) M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

-) M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m.

-) A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

-) b : Largeur de la bande égale à 1m.

-) d : Hauteur utile de la bande.

$$a) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{205} = 0,0732 \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} = \frac{0,85 \times M_x}{20M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,0425 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b) \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- **En travées :**

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$



Chapitre IV
Etude de contreventement

IV.1 Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments de la construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- ✓ des voiles ou des murs appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- ✓ Du système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages.
- ✓ Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « graines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- ✓ Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends (système de contreventement mixte) .

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel est économique, on s'intéresse à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voles a celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.
- ✓ **IV.2 Rigidité des portiques :**

IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

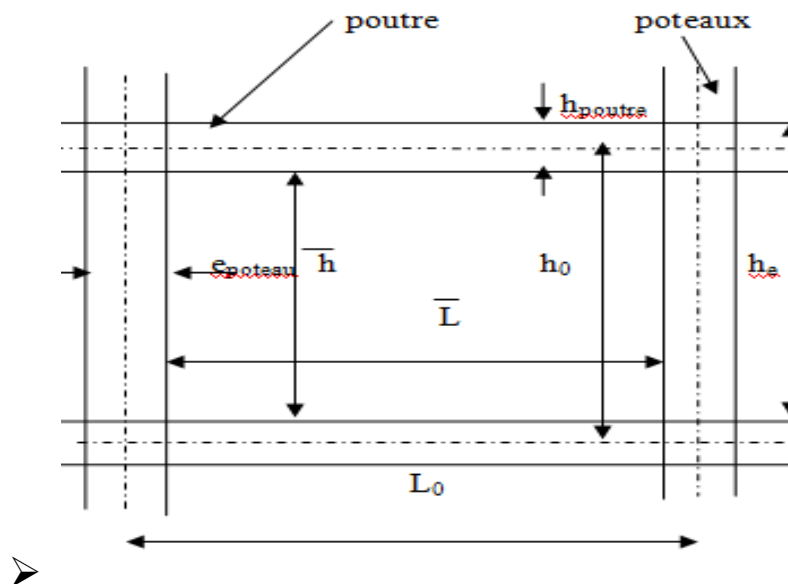


Fig.IV.1 :Identification des paramètres.

IV.2.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$K_{poutres} = \left(\frac{I_{poutre}}{L_c} \right) \quad ; \quad K_{poteaux} = \left(\frac{I_{poteaux}}{h_c} \right)$$

❖ Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot}$ Avec :

h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

$$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$ Avec :

L_c : Longueur des poutres à calculées.

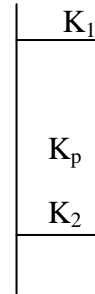
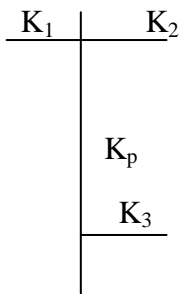
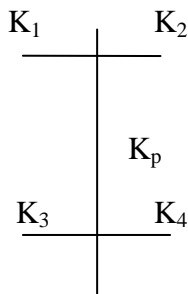
\bar{L} : Longueur entre nus des poutres.

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$$

a) Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

1^{er} Cas : étages courant :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (poutres\ sup + poutres\ inf)}{2k_{poteaux}}$$

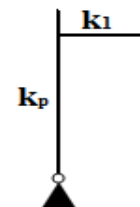
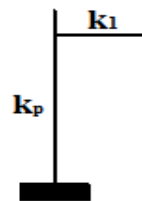
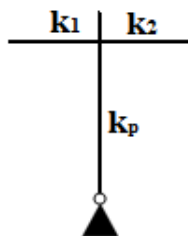
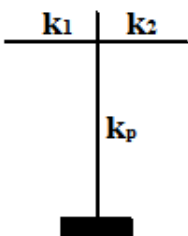


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (poutres\ sup)}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

b) *Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :*

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

b) *Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :*

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K} , a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau} (cm ³)
10	30	40	160000	306	35	271	30	286	559,44
9	30	40	160000	306	35	271	30	286	559,44
8	30	40	160000	306	35	271	30	286	559,44
7	30	40	160000	306	35	271	30	286	559,44
6	35	45	265781	306	35	271	35	288,5	921,25
5	35	45	265781	306	35	271	35	288,5	921,25
4	35	45	265781	306	35	271	35	288,5	921,25
3	35	45	265781	306	35	271	35	288,5	921,25
2	40	50	416666	306	35	271	40	291	1431,84
1	40	50	416666	306	35	271	40	291	1431,84
RDC	40	50	416666	442	35	407	40	427	975,80
S-SOL	40	50	416666	306	35	271	40	291	1431,84

Tableau. IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau} (cm ³)
10	30	40	160000	306	40	266	30	281	569,40
9	30	40	160000	306	40	266	30	281	569,40
8	30	40	160000	306	40	266	30	281	569,40
7	30	40	160000	306	40	266	30	281	569,40
6	35	45	265781	306	40	266	35	283,5	937,50
5	35	45	265781	306	40	266	35	283,5	937,50
4	35	45	265781	306	40	266	35	283,5	937,50
3	35	45	265781	306	40	266	35	283,5	937,50
2	40	50	416666	306	40	266	40	286	1456,87
1	40	50	416666	306	40	266	40	286	1456,87
RDC	40	50	416666	442	40	402	40	422	987,36
S-SOL	40	50	416666	306	40	266	40	286	1456,87

Tableau. IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot}	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre} (cm ⁴)
7→10	1→2	25	35	89322,92	320	40	280	45	302,5	295,28
	2→3	25	35	89322,92	400	40	360	45	382,5	233,52
	3→4	25	35	89322,92	360	40	320	45	342,5	260,80
	4→5	25	35	89322,92	310	40	270	45	292,5	305,38
	5→6	25	35	89322,92	360	40	320	45	342,5	260,80
	6→7	25	35	89322,92	400	40	360	45	382,5	233,52
	7→8	25	35	89322,92	320	40	280	45	302,5	295,28
3→6	1→2	25	35	89322,92	320	45	275	45	297,5	300,25
	2→3	25	35	89322,92	400	45	355	45	377,5	236,62
	3→4	25	35	89322,92	360	45	315	45	337,5	264,66
	4→5	25	35	89322,92	310	45	265	45	287,5	310,68
	5→6	25	35	89322,92	360	45	315	45	337,5	264,46
	6→7	25	35	89322,92	400	45	355	45	377,5	236,62
	7→8	25	35	89322,92	320	45	275	45	297,5	300,25
s.sol- RDC-1- 2	1→2	25	35	89322,92	320	50	270	45	292,5	305,38
	2→3	25	35	89322,92	400	50	350	45	372,5	239,79
	3→4	25	35	89322,92	360	50	310	45	332,5	268,64
	4→5	25	35	89322,92	310	50	260	45	282,5	316,19
	5→6	25	35	89322,92	360	50	310	45	332,5	305,38
	6→7	25	35	89322,92	400	50	350	45	372,5	239,79
	7→8	25	35	89322,92	320	50	270	45	292,5	305,38

Tableau. IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot}	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre} (cm ⁴)
7→10	A→B	30	40	160000	425	40	280	40	300	533,33
	B→C	30	40	160000	280	40	360	40	380	421,05
	C→D	30	40	160000	400	40	320	40	340	470,59
	D→E	30	40	160000	280	40	270	40	390	410,26
	E→F	30	40	160000	325	40	320	40	340	470,59
3→6	A→B	30	40	160000	425	45	275	40	295	542,37
	B→C	30	40	160000	280	45	355	40	375	426,66
	C→D	30	40	160000	400	45	315	40	335	477,61
	D→E	30	40	160000	280	45	265	40	285	561,40
	E→F	30	40	160000	325	45	315	40	335	477,61
s.sol RDC- 1-2-	A→B	30	40	160000	425	50	270	40	390	410,26
	B→C	30	40	160000	280	50	350	40	370	432,43
	C→D	30	40	160000	400	50	310	40	330	484,85
	D→E	30	40	160000	280	50	260	40	280	571,43
	E→F	30	40	160000	325	50	310	40	330	484,84

Tableau. IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

IV.2.1.2 Calcul des rigidités linéaires des portiques :

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	K_{poutreau} (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm)	r_j^i	R_x^j
7→10	1→2	295,28	1	559,44	0,53	0,21	32164,2	286	554,36	5675,6
	2→3	233,52	2	559,44	0,94	0,32	32164,2	286	844,74	
	3→4	260,80	3	559,44	0,88	0,31	32164,2	286	818,34	
	4→5	305,38	4	559,44	1,01	0,34	32164,2	286	897,54	
	5→6	260,80	5	559,44	1,01	0,34	32164,2	286	897,54	
	6→7	233,52	6	559,44	0,88	0,31	32164,2	286	818,34	
	7→8	295,28	7	559,44	0,95	0,32	32164,2	288,5	844,74	
3→6	1→2	300,25	1	921,25	0,33	0,14	32164,2	288,5	598,08	7261,95
	2→3	236,62	2	921,25	0,58	0,22	32164,2	288,5	939,85	
	3→4	264,66	3	921,25	0,54	0,21	32164,2	288,5	897,13	
	4→5	310,68	4	921,25	0,62	0,24	32164,2	288,5	1025,30	
	5→6	264,46	5	921,25	0,62	0,24	32164,2	288,5	1025,30	
	6→7	236,62	6	921,25	0,54	0,21	32164,2	288,5	897,13	
	7→8	300,25	7	921,25	0,58	0,22	32164,2	291	939,58	
1→2	1→2	305,38	1	1431,84	0,21	0,09	32164,2	291	602,42	7162,16
	2→3	239,79	2	1431,84	0,38	0,16	32164,2	291	1070,98	
	3→4	268,64	3	1431,84	0,36	0,15	32164,2	291	1004,04	
	4→5	316,19	4	1431,84	0,41	0,17	32164,2	291	1137,91	
	5→6	305,38	5	1431,84	0,43	0,18	32164,2	291	1204,85	
	6→7	239,79	6	1431,84	0,38	0,16	32164,2	291	1070,98	
	7→8	305,38	7	1431,84	0,38	0,16	32164,2	291	1070,98	
RDC	1→2	305,38	1	975,80	0,31	0,13	32164,2	422	274,93	3130
	2→3	239,79	2	975,80	0,56	0,22	32164,2	422	465,27	
	3→4	268,64	3	975,80	0,52	0,21	32164,2	422	444,12	
	4→5	316,19	4	975,80	0,60	0,23	32164,2	422	486,42	
	5→6	305,38	5	975,80	0,64	0,24	32164,2	422	507,57	
	6→7	239,79	6	975,80	0,56	0,22	32164,2	422	465,27	
	7→8	305,38	7	975,80	0,59	0,23	32164,2	422	486,42	
S.sol	1→2	305,38	1	1431,84	0,21	0,32	32164,2	291	1370,50	16179,01
	2→3	239,79	2	1431,84	0,38	0,37	32164,2	291	2479,96	
	3→4	268,64	3	1431,84	0,36	0,36	32164,2	291	2349,44	
	4→5	316,19	4	1431,84	0,41	0,37	32164,2	291	2675,75	
	5→6	305,38	5	1431,84	0,43	0,38	32164,2	291	2479,96	
	6→7	239,79	6	1431,84	0,38	0,37	32164,2	291	2414,70	
	7→8	305,38	7	1431,84	0,38	0,37	32164,2	291	2414,70	

Tableau. IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	$K_{poutreau}$ (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm)	r_j^i	R_y^j
7→10	A→B	533,33	1	569,40	0,93	0,31	32164,2	281	862,81	5371,73
	B→C	421,05	2	569,40	1,67	0,45	32164,2	281	1252,48	
	C→D	470,59	3	569,40	1,56	0,43	32164,2	281	1196,81	
	D→E	410,26	4	569,40	1,54	0,48	32164,2	281	1335,98	
	E→F	410,59	5	569,40	0,72	0,26	32164,2	281	723,65	
3→6	A→B	542,37	1	937,50	0,57	0,22	32164,2	283,5	990,4	6392,94
	B→C	426,66	2	937,50	1,03	0,33	32164,2	283,5	1485,70	
	C→D	477,61	3	937,50	0,96	0,32	32164,2	283,5	1440,68	
	D→E	561,40	4	937,50	1,10	0,35	32164,2	283,5	1575,74	
	E→F	477,61	5	937,50	0,50	0,2	32164,2	283,5	900,42	
1→2	A→B	410,26	1	1456,87	0,28	0,12	32164,2	286	824,94	6668,19
	B→C	432,43	2	1456,87	0,57	0,22	32164,2	286	1512,39	
	C→D	484,85	3	1456,87	0,62	0,23	32164,2	286	1581,13	
	D→E	571,43	4	1456,87	0,72	0,26	32164,2	286	1787,37	
	E→F	484,84	5	1456,87	0,33	0,14	32164,2	286	962,43	
RDC	A→B	410,26	1	987,36	0,41	0,17	32164,2	422	363,79	2781,92
	B→C	432,43	2	987,36	0,85	0,29	32164,2	422	620,58	
	C→D	484,85	3	987,36	0,92	0,31	32164,2	422	663,38	
	D→E	571,43	4	987,36	1,06	0,34	32164,2	422	727,58	
	E→F	484,84	5	987,36	0,49	0,19	32164,2	422	406,59	
S.sol	A→B	410,26	1	1456,87	0,28	0,34	32164,2	286	1924,86	12855,33
	B→C	432,43	2	1456,87	0,57	0,41	32164,2	286	3918,47	
	C→D	484,85	3	1456,87	0,62	0,42	32164,2	286	4262,2	
	D→E	571,43	4	1456,87	0,72	0,26	32164,2	286	1787,37	
	E→F	484,84	5	1456,87	0,33	0,14	32164,2	286	962,43	

Tableau. IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

IV.3 Rigidités des refends (voiles) :**IV.3.1 Calcul des inerties des voiles :**❖ **Les voiles longitudinaux (xx) :**

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ **Les voiles transversaux (y y) :**

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

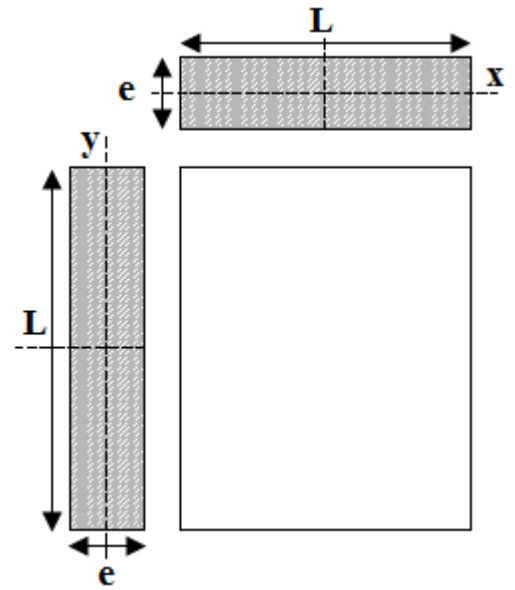


Fig. IV-2 : Coupe d'un voile en plan.

IV-3-2 : Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12EI_x}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_x^j = \frac{12EI_y}{h^3}$

- Nombre de voiles dans le sens longitudinal (xx) = 7 voiles.

- Nombre de voiles dans le sens transversales (y y) = 4 voiles.

Epaisseur des voiles : $\left\{ a=25cm \right.$

Niveaux	voiles	e (cm)	L (cm)	$I_y(\text{cm}^4)$	E (MPa)	hc (cm)	r_x^j	$R_x^j = \sum r_x^j$
S-Sol- 1^{er} a 10^{emz}	V L1	25	310	62064583,33	32164.2	306	836052,53	2949547,07
	VL2	25	100	2083333,33	32164.2	306	28063,93	
	VL3	25	100	2083333,33	32164.2	306	28063,93	
	VL4	25	260	36616666,67	32164.2	306	493251,63	
	VL5	25	260	36616666,67	32164.2	306	493251,63	
	VL6	25	230	25347916,67	32164.2	306	341453,83	
	VL7	25	230	25347916,67	32164.2	306	341453,83	
	VL8	25	240	28800000	32164.2	306	387955,76	
RDC	V L1	25	310	62064583,33	32164.2	442	277415,70	978707,23
	VL2	25	100	2083333,33	32164.2	442	9312,06	
	VL3	25	100	2083333,33	32164.2	442	9312,06	
	VL4	25	260	36616666,67	32164.2	442	163668,84	
	VL5	25	260	36616666,67	32164.2	442	163668,84	
	VL6	25	230	25347916,67	32164.2	442	113299,88	
	VL7	25	230	25347916,67	32164.2	442	113299,88	
	VL8	25	240	28800000	32164.2	442	128729,97	

Tableau. IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Niveaux	voiles	e(cm)	L(cm)	$I_x(\text{cm}^4)$	E(MPa)	hc(cm)	r_y^j	$R_y^j = \sum r_y^j$
S-Sol- 1^{er} a 10^{emz}	V T1	25	400	133333333,33	32164.2	306	1796091,50	4254204,76
	V T2	25	400	133333333,33	32164.2	306	1796091,50	
	VT3	25	280	45733333,33	32164.2	306	61605,94	
	VT4	25	280	45733333,33	32164.2	306	61605,94	
	VT5	25	210	19293750	32164.2	306	259900,05	
	VT6	25	215	20704947,92	32164.2	306	278909,86	
RDC	VT1	25	400	133333333,33	32164.2	442	595972,09	1779566,85
	V T2	25	400	133333333,33	32164,2	442	595972,09	
	VT3	25	280	45733333,33	32164.2	442	204418,43	
	VT4	25	280	45733333,33	32164.2	442	204418,43	
	VT5	25	210	19293750	32164.2	442	86239,03	
	VT6	25	215	20704947,92	32164.2	442	92546,78	

Tableau. IV-8 : Rigidité des voiles Transversales (y-y).

IV.3.3 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques+voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
7 → 10	5675,6	5771,73	2949547,07	4254204,76	2955222,67	4259976,49
3 → 6	7261,95	6392,94	2949547,07	4254204,76	2956809,02	4260597,7
1 → 2	7161,16	6668,19	2949547,07	4254204,76	2986708,23	4260872,95
RDC	3130	2781,92	978707,23	1779566,85	981837,23	1782348,77
S.sol	16179,01	12855,33	2949547,07	4254204,76	2965726,08	4267060,09

Tableau. IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.4 Inertie fictive des portiques et des refends:

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.4.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales **1 tonne**, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$

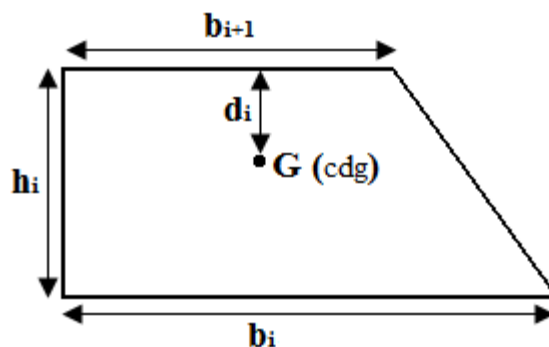


Fig. IV-3 : trapèze de calcul.

Le tableau suivant donne la section des aires « S_i » et la position de centre de gravité « d_i » à partir du diagramme des moments.

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i
10	0	3,06	3,06	3,06	4,68
9	3,06	9,18	3,06	2,67	18,72
8	9,18	18,36	3,06	2,55	42,14
7	18,36	30,6	3,06	2,49	74,91
6	30,6	45,9	3,06	2,45	117,04
5	45,9	64,26	3,06	2,42	121,27
4	64,26	85,68	3,06	2,40	229,41
3	85,68	110,16	3,06	2,39	299,64
2	110,16	137,7	3,06	2,38	379,23
1	137,7	168,3	3,06	2,37	468,18
RDC	168,3	203,32	4,42	3,42	821,24
S.SOL	203,32	282,54	3,06	2,42	743,34

Tableau. IV-10 : section des aires et position du CDG.

❖ Calcul de la flèche :

$$f_s = \frac{743,34 \times 2,42}{EI} = \frac{1798,88}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{743,34 \times 6,84 + 821,24 \times 3,42}{EI} = \frac{7893,08}{EI}$$

$$f_1 = \frac{923,88 \times 8,23 + 566,50 \times 4,64 + 468,18 \times 1,58}{EI} = \frac{10971,816}{EI}$$

$$f_2 = \frac{743,34 \times 12,96 + 821,24 \times 9,9 + 468,18 \times 5,43 + 379,23 \times 2,38}{EI} = \frac{21208,74}{EI}$$

$$f_3 = \frac{743,34 \times 16,02 + 821,24 \times 12,96 + 468,18 \times 8,49 + 379,26 \times 5,44 + 299,64 \times 2,39}{EI} = \frac{29305,57}{EI}$$

$$f_4 = \frac{38150,47}{EI} \quad f_5 = \frac{47488,51}{EI} \quad f_6 = \frac{57747,43}{EI}$$

$$f_7 = \frac{67878,36}{EI} \quad f_8 = \frac{78156,66}{EI} \quad f_9 = \frac{88507,83}{EI}$$

$$f_{10} = \frac{98880,62}{EI}$$

IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastres à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

<i>niveaux</i>	<i>portique</i>	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m ³) 10 ⁻³	$\sum K_{pout}$ (m ³) 10 ⁻³	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
10	(A-A)	3.06	3.06	0	4.48	2,07	61,59	87,71	2683,93	19572,38	98880,62	5.05	30,3
	(B-B)	3.06	3.06	0	4.48	2,07	61,29	87,71	2683,93		98880,62	5.05	
	(C-C)	3.06	3.06	0	4.48	2,07	61,59	87,71	2683,93		98880,62	5.05	
	(D-D)	3.06	3.06	0	4.48	2,07	61,59	87,71	2683,93		98880,62	5.05	
	(E-E)	3.06	3.06	0	3.36	0,93	137,10	144,39	4418,33		98880,62	5.05	
	(F-F)	3.06	3.06	0	3.36	0,93	137,10	144,39	4418,33		98880,62	5.05	
9	(A-A)	3.06	6.12	3.06	4.48	2,07	184,78	237,02	7252,81	55081,2	88507,83	1,61	9,66
	(B-B)	3.06	6.12	3.06	4.48	2,07	184,78	237,02	7252,81		88507,83	1,61	
	(C-C)	3.06	6.12	3.06	4.48	2,07	184,78	237,02	7252,81		88507,83	1,61	
	(D-D)	3.06	6.12	3.06	4.48	2,07	184,78	237,02	7252,81		88507,83	1,61	
	(E-E)	3.06	6.12	3.06	3.36	0,93	411,29	425,98	13034,98		88507,83	1,61	
	(F-F)	3.06	6.12	3.06	3.36	0,93	411,29	425,98	13034,98		88507,83	1,61	
8	(A-A)	3.06	9.18	6.12	4.48	2,07	307,97	417,13	12764,18	98551,6	78156,66	0,79	4,74
	(B-B)	3.06	9.18	6.12	4.48	2,07	307,97	417,13	12764,18		78156,66	0,79	
	(C-C)	3.06	9.18	6.12	4.48	2,07	307,97	417,13	12764,18		78156,66	0,79	
	(D-D)	3.06	9.18	6.12	4.48	2,07	307,97	417,13	12764,18		78156,66	0,79	
	(E-E)	3.06	9.18	6.12	3.36	0,93	685,48	776,06	23747,44		78156,66	0,79	
	(F-F)	3.06	9.18	6.12	3.36	0,93	685,48	776,06	23747,44		78156,66	0,79	
7	(A-A)	3.06	12.24	9.18	4.48	2,07	431,16	597,24	18275,54	105240,12	67878,36	0,64	3,84
	(B-B)	3.06	12.24	9.18	4.48	2,07	431,16	597,24	18275,54		67878,36	0,64	
	(C-C)	3.06	12.24	9.18	4.48	2,07	431,16	597,24	18275,54		67878,36	0,64	
	(D-D)	3.06	12.24	9.18	4.48	2,07	431,16	597,24	18275,54		67878,36	0,64	
	(E-E)	3.06	12.24	9.18	3.36	0,93	959,68	1050,26	32137,96		67878,36	0,64	
	(F-F)	3.06	12.24	9.18	3.36	0,93	959,68	1050,26	32137,96		67878,36	0,64	

6	(A-A)	3.06	15.30	12.24	7.37	2,10	546,43	661,79	20250,77	161440,68	57747,43	0,36	2,16
	(B-B)	3.06	15.30	12.24	7.37	2,10	546,43	661,79	20250,77		57747,43	0,36	
	(C-C)	3.06	15.30	12.24	7.37	2,10	546,43	661,79	20250,77		57747,43	0,36	
	(D-D)	3.06	15.30	12.24	7.37	2,10	546,43	661,79	20250,77		57747,43	0,36	
	(E-E)	3.06	15.30	12.24	5.53	0,95	1207,89	1314,34	40218,80		57747,43	0,36	
	(F-F)	3.06	15.30	12.24	5.53	0,95	1207,89	1314,34	40218,80		57747,43	0,36	
5	(A-A)	3.06	18.36	15.30	7.37	2,10	667,86	814,74	24931,04	198793,5	47488,51	0,24	1,44
	(B-B)	3.06	18.36	15.30	7.37	2,10	667,86	814,74	24931,04		47488,51	0,24	
	(C-C)	3.06	18.36	15.30	7.37	2,10	667,86	814,74	24931,04		47488,51	0,24	
	(D-D)	3.06	18.36	15.30	7.37	2,10	667,86	814,74	24931,04		47488,51	0,24	
	(E-E)	3.06	18.36	15.30	5.53	0,95	1476,32	1618,78	49534,67		47488,51	0,24	
	(F-F)	3.06	18.36	15.30	5.53	0,95	1476,32	1618,78	49534,67		47488,51	0,24	
4	(A-A)	3.06	21.42	18.36	7.37	2,10	789,29	970,77	29705,56	237140,82	38150,47	0,16	0,96
	(B-B)	3.06	21.42	18.36	7.37	2,10	789,29	970,77	29705,56		38150,47	0,16	
	(C-C)	3.06	21.42	18.36	7.37	2,10	789,29	970,77	29705,56		38150,47	0,16	
	(D-D)	3.06	21.42	18.36	7.37	2,10	789,29	970,77	29705,56		38150,47	0,16	
	(E-E)	3.06	21.42	18.36	5.53	0,95	1744,74	1933,31	59159,29		38150,47	0,16	
	(F-F)	3.06	21.42	18.36	5.53	0,95	1744,74	1933,31	59159,29		38150,47	0,16	
3	(A-A)	3.06	24.48	21.42	7.37	2,10	910,71	1126,80	34480,08	275488,74	29305,57	0,11	0,66
	(B-B)	3.06	24.48	21.42	7.37	2,10	910,71	1126,80	34480,08		29305,57	0,11	
	(C-C)	3.06	24.48	21.42	7.37	2,10	910,71	1126,80	34480,08		29305,57	0,11	
	(D-D)	3.06	24.48	21.42	7.37	2,10	910,71	1126,80	34480,08		29305,57	0,11	
	(E-E)	3.06	24.48	21.42	5.53	0,95	2013,16	2247,85	68784,21		29305,57	0,11	
	(F-F)	3.06	24.48	21.42	5.53	0,95	2013,16	2247,85	68784,21		29305,57	0,11	
2	(A-A)	3.06	27.54	24.48	11.45	2,14	1012,85	1162,04	35558,42	289276,48	21208,74	0,07	0,42
	(B-B)	3.06	27.54	24.48	11.45	2,14	1012,85	1162,04	35558,42		21208,74	0,07	
	(C-C)	3.06	27.54	24.48	11.45	2,14	1012,85	1162,04	35558,42		21208,74	0,07	
	(D-D)	3.06	27.54	24.48	11.45	2,14	1012,85	1162,04	35558,42		21208,74	0,07	
	(E-E)	3.06	27.54	24.48	8.59	0,96	2257,81	2402,66	73521,40		21208,74	0,07	

	(F-F)	3.06	27.54	24.48	8.59	0,96	2257,81	2402,66	73521,40		21208,74	0,07	
1	(A-A)	3.06	30.6	27.54	11.45	2,14	1132	1294,94	39625,16	322975,64	10971,816	0,03	0,18
	(B-B)	3.06	30.6	27.54	11.45	2,14	1132	1294,94	39625,16		10971,816	0,03	
	(C-C)	3.06	30.6	27.54	11.45	2,14	1132	1294,94	39625,16		10971,816	0,03	
	(D-D)	3.06	30.6	27.54	11.45	2,14	1132	1294,94	39625,16		10971,816	0,03	
	(E-E)	3.06	30.6	27.54	8.59	0,96	2523,44	2687,50	82237,5		10971,816	0,03	
	(F-F)	3.06	30.6	27.54	8.59	0,96	2523,44	2687,50	82237,5		10971,816	0,03	
RDC	(A-A)	4.42	35.02	30.6	7.81	2,14	979,70	1429,52	63184,78	491862,88	7893,08	0,02	0,12
	(B-B)	4.42	35.02	30.6	7.81	2,14	979,70	1429,52	63184,78		7893,08	0,02	
	(C-C)	4.42	35.02	30.6	7.81	2,14	979,70	1429,52	63184,78		7893,08	0,02	
	(D-D)	4.42	35.02	30.6	7.81	2,14	979,70	1429,52	63184,78		7893,08	0,02	
	(E-E)	4.42	35.02	30.6	5.85	0,96	1888,88	2705,02	119561,88		7893,08	0,02	
	(F-F)	4.42	35.02	30.6	5.85	0,96	1888,88	2705,02	119561,88		7893,08	0,02	
S.SOL	(A-A)	3.06	38.08	35.02	11.45	2,14	984,11	1258,81	38519,59	290102,1	1798,88	0,006	0,036
	(B-B)	3.06	38.08	35.02	11.45	2,14	984,11	1251,81	38519,59		1798,88	0,006	
	(C-C)	3.06	38.08	35.02	11.45	2,14	984,11	1251,81	38519,59		1798,88	0,006	
	(D-D)	3.06	38.08	35.02	11.45	2,14	984,11	1251,81	38519,59		1798,88	0,006	
	(E-E)	3.06	38.08	35.02	8.59	0,96	1817,50	2222,61	68011,87		1798,88	0,006	
	(F-F)	3.06	38.08	35.02	8.59	0,96	1817,50	2222,61	68011,87		1798,88	0,006	

Tableau. IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens (X-X).

Niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-3}	$\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-3}	$E\theta_n$ (t / m^2)	$E\psi_n$ (t / m^2)	$E\Delta_n$ (KN / m)	D_n $= \sum \Delta_n$ (KN / m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
10	(1-1)	3.06	3.06	0	2,28	1,60	79,69	151,69	4641,71	28685,37	98880,62	3,45	27,6
	(2-2)	3.06	3.06	0	3,42	2,11	60,43	104,78	3206,27		98880,62	3,45	
	(3-3)	3.06	3.06	0	3,42	2,11	60,43	104,78	3206,27		98880,62	3,45	
	(4-4)	3.06	3.06	0	3,42	2,11	60,43	104,78	3206,27		98880,62	3,45	
	(5-5)	3.06	3.06	0	3,42	2,11	60,43	104,78	3206,27		98880,62	3,45	
	(6-6)	3.06	3.06	0	3,42	2,11	60,43	104,78	3206,27		98880,62	3,45	
	(7-7)	3.06	3.06	0	3,42	2,11	60,43	104,78	3206,27		98880,62	3,45	
	(8-8)	3.06	3.06	0	2,28	1,41	90,43	157,06	4806,04	98880,62	3,45		
9	(1-1)	3.06	6.12	3.06	2,28	1,60	239,06	383,06	11721,64	73668,9	88507,83	1,2	9,6
	(2-2)	3.06	6.12	3.06	3,42	2,11	181,28	269,98	8261,39		88507,83	1,2	
	(3-3)	3.06	6.12	3.06	3,42	2,11	181,28	269,98	8261,39		88507,83	1,2	
	(4-4)	3.06	6.12	3.06	3,42	2,11	181,28	269,98	8261,39		88507,83	1,2	
	(5-5)	3.06	6.12	3.06	3,42	2,11	181,28	269,98	8261,39		88507,83	1,2	
	(6-6)	3.06	6.12	3.06	3,42	2,11	181,28	269,98	8261,39		88507,83	1,2	
	(7-7)	3.06	6.12	3.06	3,42	2,11	181,28	269,98	8261,39		88507,83	1,2	
	(8-8)	3.06	6.12	3.06	2,28	1,41	271,28	404,54	12378,92	88507,83	1,2		
8	(1-1)	3.06	9.18	6.12	2,28	1,60	398,44	654,28	20020,97	126801,79	78156,66	0,62	4,96
	(2-2)	3.06	9.18	6.12	3,42	2,11	302,13	465,39	14240,93		78156,66	0,62	
	(3-3)	3.06	9.18	6.12	3,42	2,11	302,13	465,39	14240,93		78156,66	0,62	
	(4-4)	3.06	9.18	6.12	3,42	2,11	302,13	465,39	14240,93		78156,66	0,62	
	(5-5)	3.06	9.18	6.12	3,42	2,11	302,13	465,39	14240,93		78156,66	0,62	
	(6-6)	3.06	9.18	6.12	3,42	2,11	302,13	465,39	14240,93	78156,66	0,62		

	(7-7)	3.06	9.18	6.12	3,42	2,11	302,13	465,39	14240,93		78156,66	0,62	
	(8-8)	3.06	9.18	6.12	2,28	1,41	452,13	697,23	21335,24		78156,66	0,62	
7	(1-1)	3.06	12.24	9.18	2,28	1,60	557,81	925,49	28319,99	179936,28	67878,36	0,38	3,04
	(2-2)	3.06	12.24	9.18	3,42	2,11	422,99	660,81	20220,79		67878,36	0,38	
	(3-3)	3.06	12.24	9.18	3,42	2,11	422,99	660,81	20220,79		67878,36	0,38	
	(4-4)	3.06	12.24	9.18	3,42	2,11	422,99	660,81	20220,79		67878,36	0,38	
	(5-5)	3.06	12.24	9.18	3,42	2,11	422,99	660,81	20220,79		67878,36	0,38	
	(6-6)	3.06	12.24	9.18	3,42	2,11	422,99	660,81	20220,79		67878,36	0,38	
	(7-7)	3.06	12.24	9.18	3,42	2,11	422,99	660,81	20220,79		67878,36	0,38	
	(8-8)	3.06	12.24	9.18	2,28	1,41	632,98	989,92	30291,55		67878,36	0,38	
	6	(1-1)	3.06	15.30	12.24	3,75	1,63	703,99	970,86		29708,16	191940,19	
(2-2)		3.06	15.30	12.24	5,63	2,13	538,73	707,33	21644,30	57747,43	0,30		
(3-3)		3.06	15.30	12.24	5,63	2,13	538,73	707,33	21644,30	57747,43	0,30		
(4-4)		3.06	15.30	12.24	5,63	2,13	538,73	707,33	21644,30	57747,43	0,30		
(5-5)		3.06	15.30	12.24	5,63	2,13	538,73	707,33	21644,30	57747,43	0,30		
(6-6)		3.06	15.30	12.24	5,63	2,13	538,73	707,33	21644,30	57747,43	0,30		
(7-7)		3.06	15.30	12.24	5,63	2,13	538,73	707,33	21644,30	57747,43	0,30		
(8-8)		3.06	15.30	12.24	3,75	1,43	802,45	1057,72	32366,23	57747,43	0,30		
5	(1-1)	3.06	18.36	15.30	3,75	1,63	860,43	1190,21	36420,43	235984,7	47488,51	0,20	1,6
	(2-2)	3.06	18.36	15.30	5,63	2,13	658,45	870,35	26632,7		47488,51	0,20	
	(3-3)	3.06	18.36	15.30	5,63	2,13	658,45	870,35	26632,7		47488,51	0,20	
	(4-4)	3.06	18.36	15.30	5,63	2,13	658,45	870,35	26632,7		47488,51	0,20	
	(5-5)	3.06	18.36	15.30	5,63	2,13	658,45	870,35	26632,7		47488,51	0,20	
	(6-6)	3.06	18.36	15.30	5,63	2,13	658,45	870,35	26632,7		47488,51	0,20	
	(7-7)	3.06	18.36	15.30	5,63	2,13	658,45	870,35	26632,7		47488,51	0,20	
	(8-8)	3.06	18.36	15.30	3,75	1,43	980,76	1299,61	39768,07		47488,51	0,20	
	(1-1)	3.06	21.42	18.36	3,75	1,63	1016,87	1027,65	31446,09	268843,67	38150,47	0,14	1,12
	(2-2)	3.06	21.42	18.36	5,63	2,13	778,17	1035,36	31682,02		38150,47	0,14	
	(3-3)	3.06	21.42	18.36	5,63	2,13	778,17	1035,36	31682,02		38150,47	0,14	

4	(4-4)	3.06	21.42	18.36	5,63	2,13	778,17	1035,36	31682,02		38150,47	0,14	
	(5-5)	3.06	21.42	18.36	5,63	2,13	778,17	1035,36	31682,02		38150,47	0,14	
	(6-6)	3.06	21.42	18.36	5,63	2,13	778,17	1035,36	31682,02		38150,47	0,14	
	(7-7)	3.06	21.42	18.36	5,63	2,13	778,17	1035,36	31682,02		38150,47	0,14	
	(8-8)	3.06	21.42	18.36	3,75	1,43	1159,09	1545,93	47305,46		38150,47	0,14	
3	(1-1)	3.06	24.48	21.42	3,75	1,63	1173,31	1639,09	50156,15	325385,96	29305,57	0,09	0,72
	(2-2)	3.06	24.48	21.42	5,63	2,13	897,89	1200,38	36731,16		29305,57	0,09	
	(3-3)	3.06	24.48	21.42	5,63	2,13	897,89	1200,38	36731,16		29305,57	0,09	
	(4-4)	3.06	24.48	21.42	5,63	2,13	897,89	1200,38	36731,16		29305,57	0,09	
	(5-5)	3.06	24.48	21.42	5,63	2,13	897,89	1200,38	36731,16		29305,57	0,09	
	(6-6)	3.06	24.48	21.42	5,63	2,13	897,89	1200,38	36731,16		29305,57	0,09	
	(7-7)	3.06	24.48	21.42	5,63	2,13	897,89	1200,38	36731,16		29305,57	0,09	
	(8-8)	3.06	24.48	21.42	3,75	1,43	1337,41	1792,25	54842,85		29305,57	0,09	
2	(1-1)	3.06	27.54	24.48	5,83	1,23	1762,20	1861,91	56974,45	335109,77	21208,74	0,06	0,48
	(2-2)	3.06	27.54	24.48	8,74	2,16	1003,47	1213,27	37126,06		21208,74	0,06	
	(3-3)	3.06	27.54	24.48	8,74	2,16	1003,47	1213,27	37126,06		21208,74	0,06	
	(4-4)	3.06	27.54	24.48	8,74	2,16	1003,47	1213,27	37126,06		21208,74	0,06	
	(5-5)	3.06	27.54	24.48	8,74	2,16	1003,47	1213,27	37126,06		21208,74	0,06	
	(6-6)	3.06	27.54	24.48	8,74	2,16	1003,47	1213,27	37126,06		21208,74	0,06	
	(7-7)	3.06	27.54	24.48	8,74	2,16	1003,47	1213,27	37126,06		21208,74	0,06	
	(8-8)	3.06	27.54	24.48	5,83	1,45	1494,83	1809,77	55378,96		21208,74	0,06	
1	(1-1)	3.06	30.6	27.54	5,83	1,23	1969,51	2511,42	76849,45	189266,81	10971,816	0,057	0,46
	(2-2)	3.06	30.6	27.54	8,74	2,16	1121,53	2013,50	6161,31		10971,816	0,057	
	(3-3)	3.06	30.6	27.54	8,74	2,16	1121,53	2013,50	6161,31		10971,816	0,057	
	(4-4)	3.06	30.6	27.54	8,74	2,16	1121,53	2013,50	6161,31		10971,816	0,057	
	(5-5)	3.06	30.6	27.54	8,74	2,16	1121,53	2013,50	6161,31		10971,816	0,057	
	(6-6)	3.06	30.6	27.54	8,74	2,16	1121,53	2013,50	6161,31		10971,816	0,057	
	(7-7)	3.06	30.6	27.54	8,74	2,16	1121,53	2013,50	6161,31		10971,816	0,057	
	(8-8)	3.06	30.6	27.54	5,83	1,45	1670,69	2465,67	75449,50		10971,816	0,057	

RDC	(1-1)	4,42	35.02	30.6	3,95	1,23	2222,90	2835,02	125307,88	583729,87	7893,08	0,014	0,11
	(2-2)	4,42	35.02	30.6	5,92	2,16	1265,82	1686,64	74549,49		7893,08	0,014	
	(3-3)	4,42	35.02	30.6	5,92	2,16	1265,82	1686,64	74549,49		7893,08	0,014	
	(4-4)	4,42	35.02	30.6	5,92	2,16	1265,82	1686,64	74549,49		7893,08	0,014	
	(5-5)	4,42	35.02	30.6	5,92	2,16	1265,82	1686,64	74549,49		7893,08	0,014	
	(6-6)	4,42	35.02	30.6	5,92	2,16	1265,82	1686,64	74549,49		7893,08	0,014	
	(7-7)	4,42	35.02	30.6	5,92	2,16	1265,82	1686,64	74549,49		7893,08	0,014	
	(8-8)	4,42	35.02	30.6	3,95	1,45	1885,63	2516,98	11125,05		7893,08	0,014	
S-SOL	(1-1)	3.06	38.08	35.02	5,83	1,23	2476,29	3152,97	96480,88	486438,41	1798,88	0,004	0,03
	(2-2)	3.06	38.08	35.02	8,74	2,16	1410,11	1701,05	52052,13		1798,88	0,004	
	(3-3)	3.06	38.08	35.02	8,74	2,16	1410,11	1701,05	52052,13		1798,88	0,004	
	(4-4)	3.06	38.08	35.02	8,74	2,16	1410,11	1701,05	52052,13		1798,88	0,004	
	(5-5)	3.06	38.08	35.02	8,74	2,16	1410,11	1701,05	52052,13		1798,88	0,004	
	(6-6)	3.06	38.08	35.02	8,74	2,16	1410,11	1701,05	52052,13		1798,88	0,004	
	(7-7)	3.06	38.08	35.02	8,74	2,16	1410,11	1701,05	52052,13		1798,88	0,004	

Tableau. IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

<i>Niv</i> <i>Sens</i>	<i>S-sol</i>	<i>RDC</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>Inertie Moyenne</i>
<i>X-X</i>	0,036	0,12	0,18	0,42	0,66	0,96	1,44	2,16	3,84	4,74	9,66	30,3	4,54
<i>Y-Y</i>	0,03	0,11	0,46	0,48	0,72	1,12	1,6	2,4	3,04	4,96	9,6	27,6	4,34

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens X-X

	<i>Inerties (m⁴)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	4,54	50,90 %
<i>Voiles</i>	4,38	49,10%
<i>Voiles + Portiques</i>	8,92	100 %

Sens Y-Y

	<i>Inerties (m⁴)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	4,34	35,28 %
<i>Voiles</i>	7,96	64,72 %
<i>Voiles + Portiques</i>	12,3	100 %

Tableau. IV-13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).

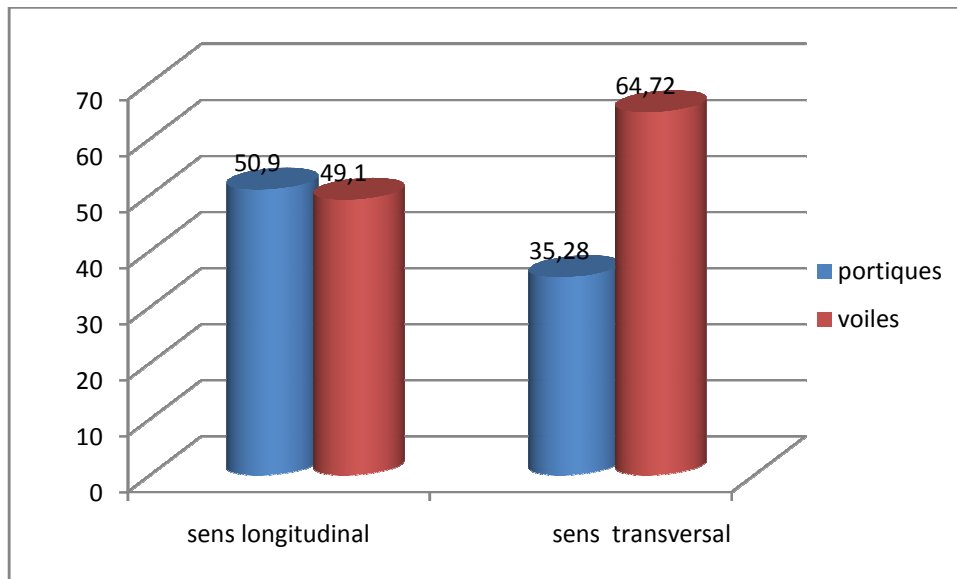


Fig. IV-14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, les deux systèmes de contreventement vont travailler conjointement par contre dans le sens transversal on voit que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations horizontales.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants 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.

Chapitre V:
Présentation de l'ETABS et vérification RPA

V-1 : Présentation de logiciel ETABS :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.



V-1-1 : Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

V-1-2 : Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS.

V-1-3 : Etapes de modélisation :

1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Kn-m » comme unités de base pour les

forces et les déplacements :



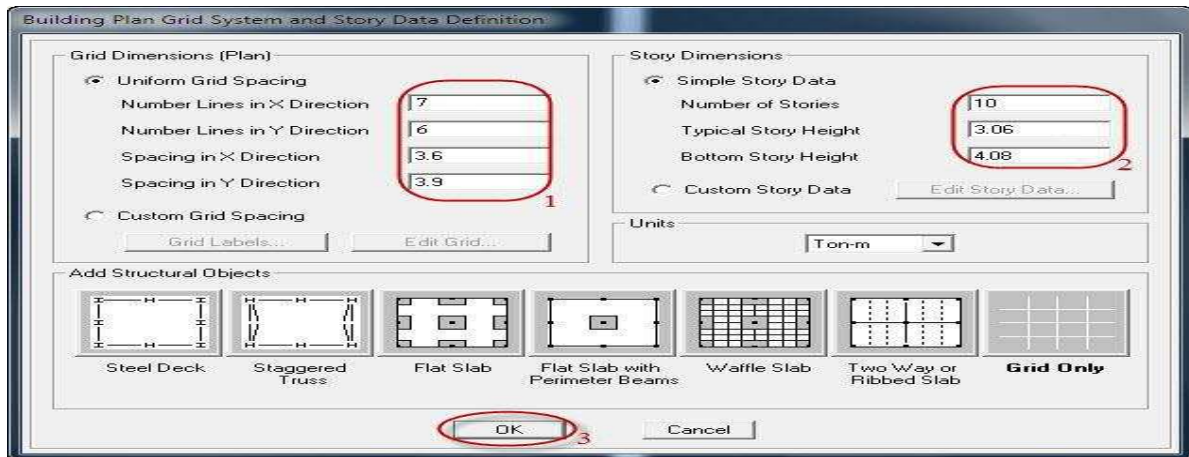
- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.



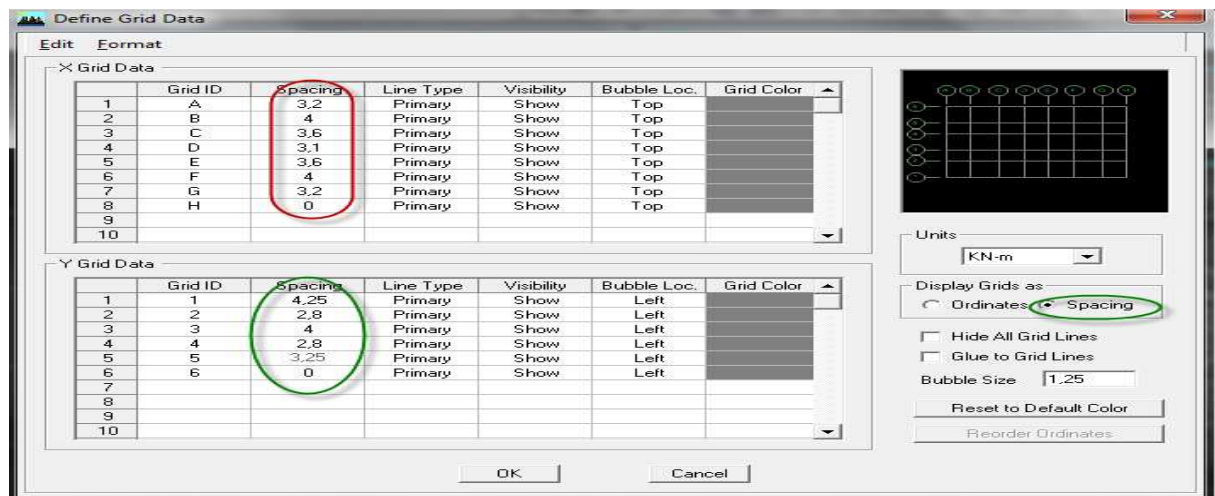
Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

▪ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY10	3.06	38.08	No	STORY3	No	0.
12	STORY9	3.06	35.02	No	STORY3	No	0.
11	STORY8	3.06	31.96	No	STORY3	No	0.
10	STORY7	3.06	28.9	No	STORY3	No	0.
9	STORY6	3.06	25.84	No	STORY3	No	0.
8	STORY5	3.06	22.78	No	STORY3	No	0.
7	STORY4	3.06	19.72	No	STORY3	No	0.
6	STORY3	3.06	16.66	Yes	STORY3	No	0.
5	STORY2	3.06	13.6	No	NONE	No	0.
4	STORY1	3.06	10.54	No	RDC	No	0.
3	RDC	4.42	7.48	Yes		No	0.
2	S.SOL	3.06	3.06	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

OK Cancel

2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Material Property Data

Material Name: CONC

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Analysis Property Data:

- Mass per unit Volume: 2.5
- Weight per unit Volume: 25
- Modulus of Elasticity: 32164200
- Poisson's Ratio: 0.2
- Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
- Shear Modulus: 10342136.8

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

- Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000
- Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000
- Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000
- Lightweight Concrete
- Shear Strength Reduc. Factor: []

Display Color: [Cyan]

Type of Design: Concrete

OK Cancel

Material Property Data

Material Name: OTHER

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Analysis Property Data:

- Mass per unit Volume: 0
- Weight per unit Volume: 0
- Modulus of Elasticity: 0
- Poisson's Ratio: 0.3
- Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
- Shear Modulus: 76884615.

Design Property Data:

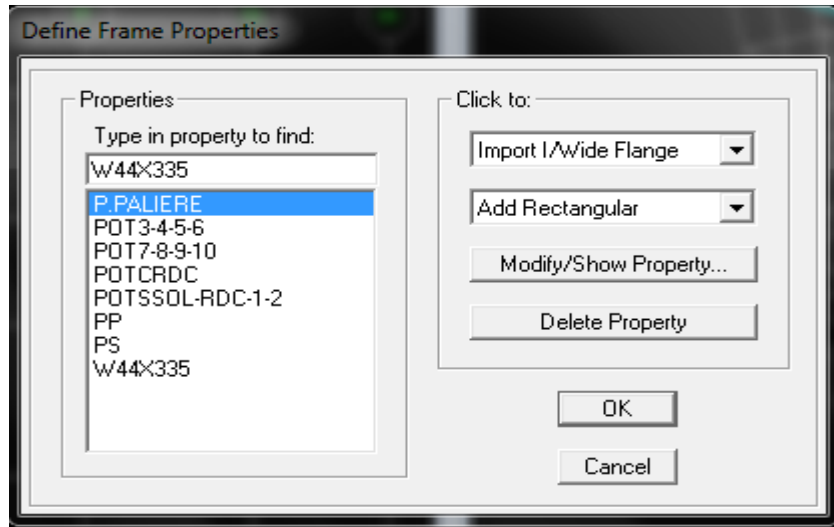
Display Color: [Red]

Type of Design: None

OK Cancel

3. Troisième étape :

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)





- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :


Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

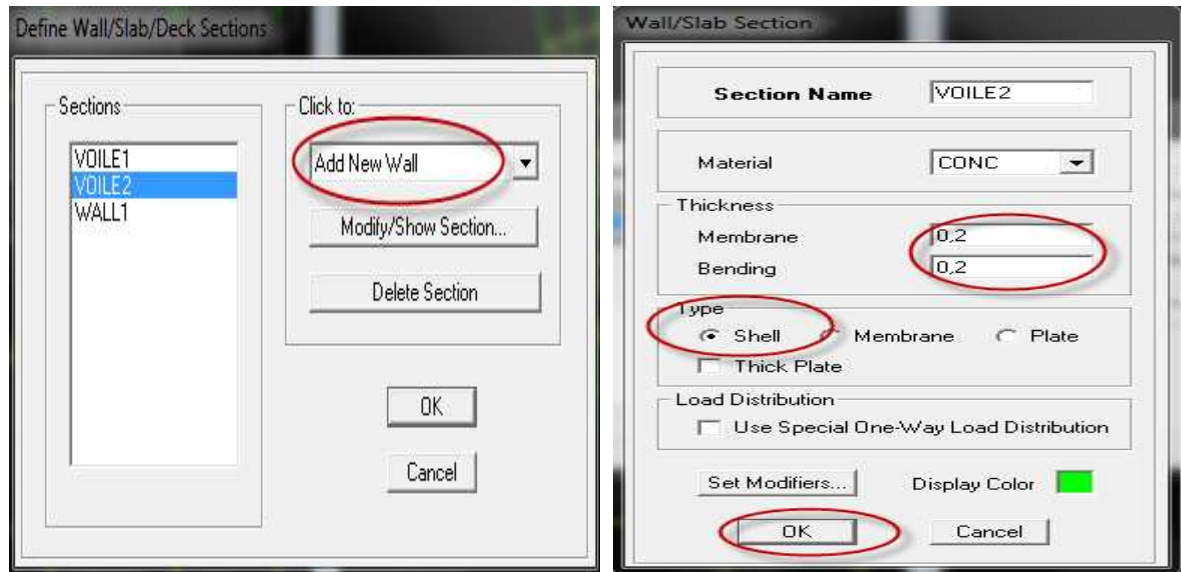
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.



4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- **Appuis** : Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris



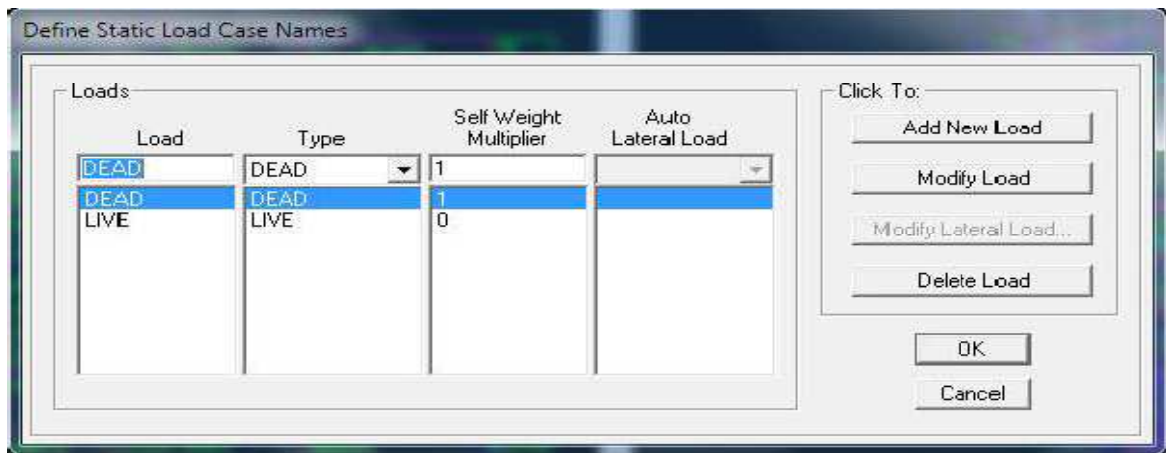
Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

5. Cinquième étape :


Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q)** : pour les définir on clique sur : « Define/Load Cases ».
- **Charges permanentes** : Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

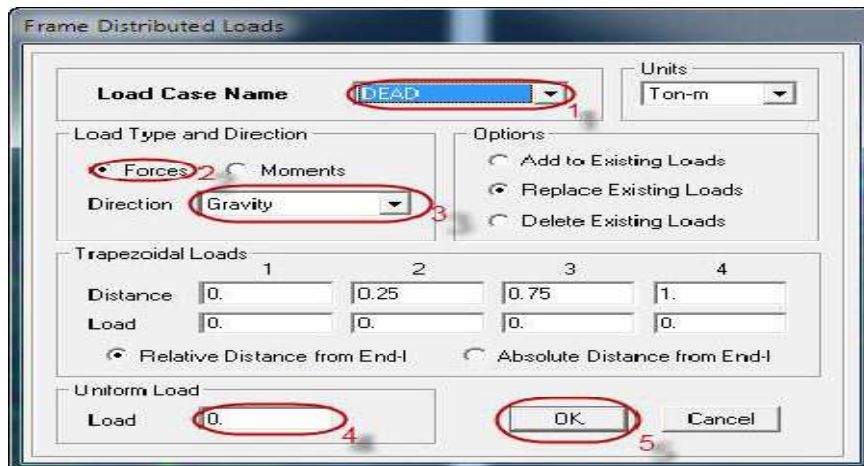
- **Surcharges : Load Name** (Nom de la charge): **Q**
 Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique  sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément réparti



- ❖ **Charge sismique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Les données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments a usage multiple, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. Comportement: R= 5

Site : S4 (Site très meuble)

Facteur de qualité (Q): Q=1.10

Coeff. D'amortissement : $\xi = 7 \%$

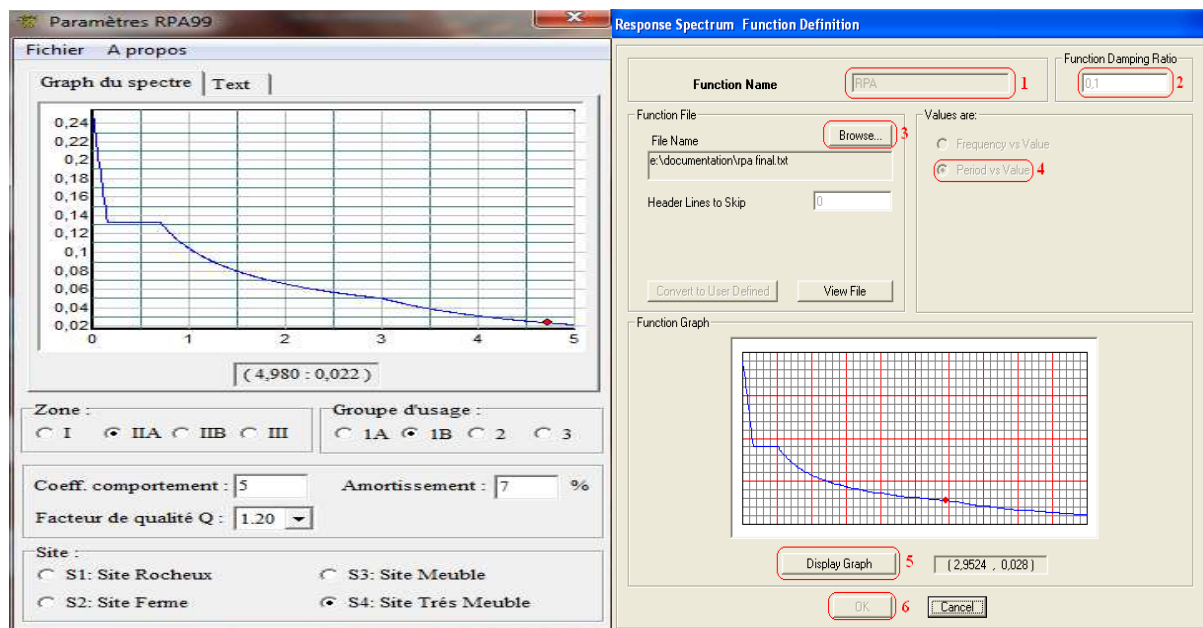
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône ^{RPA} ₉₉

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

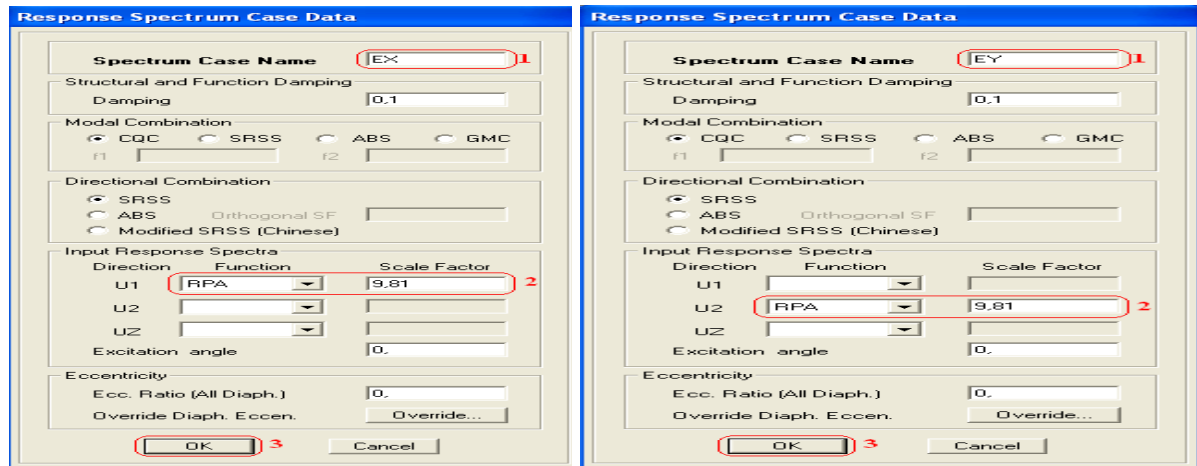
Function Name (nom du spectre): **RPA.**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Responses spectrum cases/Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinassions

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations**»

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

Combinaisons aux états limites :

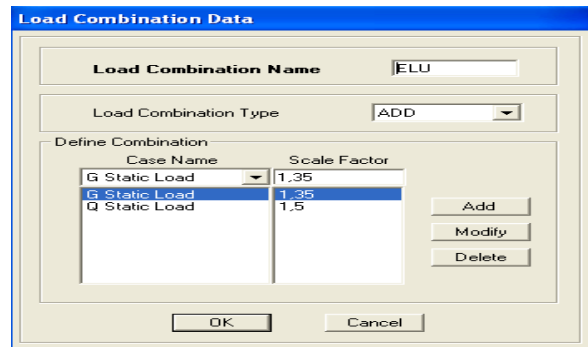
ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

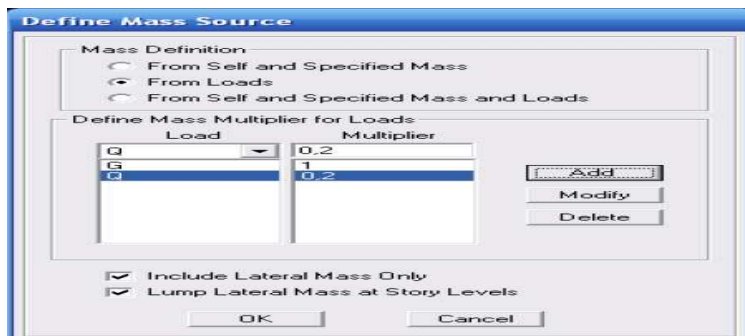


Mass- Source :

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas β=0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



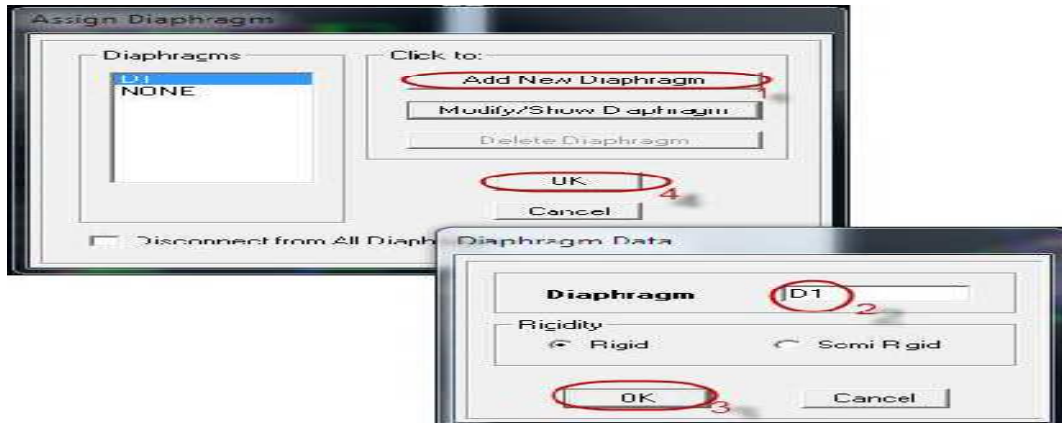
- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



7. Septième étape :

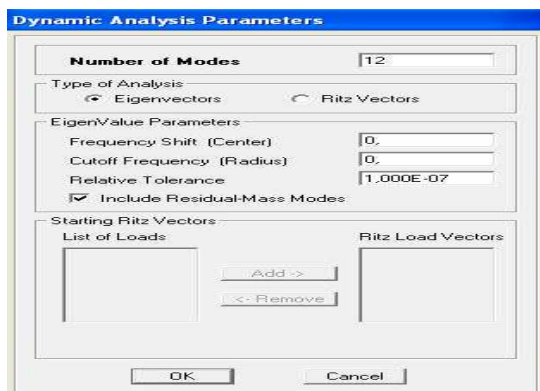
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis


Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».



8. Huitième étape :

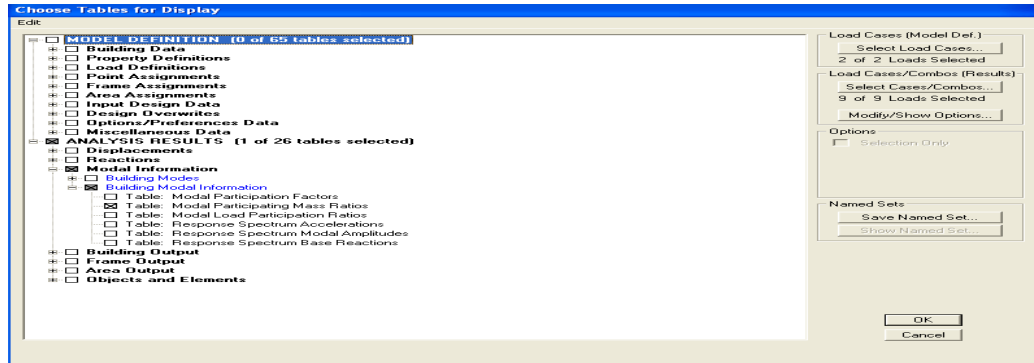
Exécution :

Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

V.2/ Visualisation des résultats:

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,917861	66,5473	0,9091	0,0000	66,5473	0,9091	0,0000	1,2736	
2	0,774304	0,6595	69,3230	0,0000	67,2069	70,2321	0,0000	96,8567	
3	0,607061	7,6034	0,1729	0,0000	74,8103	70,4050	0,0000	0,2454	
4	0,241684	13,2616	0,0784	0,0000	88,0720	70,4835	0,0000	0,0117	
5	0,179593	0,0377	18,4850	0,0000	88,1097	88,9685	0,0000	1,3298	
6	0,138854	0,5116	0,0245	0,0000	88,6213	88,9929	0,0000	0,0014	
7	0,107943	5,2240	0,0154	0,0000	93,8453	89,0084	0,0000	0,0005	
8	0,077405	0,0089	6,1178	0,0000	93,8542	95,1262	0,0000	0,2263	
9	0,062345	2,7883	0,0066	0,0000	96,6425	95,1327	0,0000	0,0001	
10	0,059207	0,1606	0,0067	0,0000	96,8031	95,1395	0,0000	0,0002	
11	0,046865	0,0045	2,7503	0,0000	96,8076	97,8897	0,0000	0,0383	
12	0,041736	1,4088	0,0032	0,0000	98,2164	97,8929	0,0000	0,0000	

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

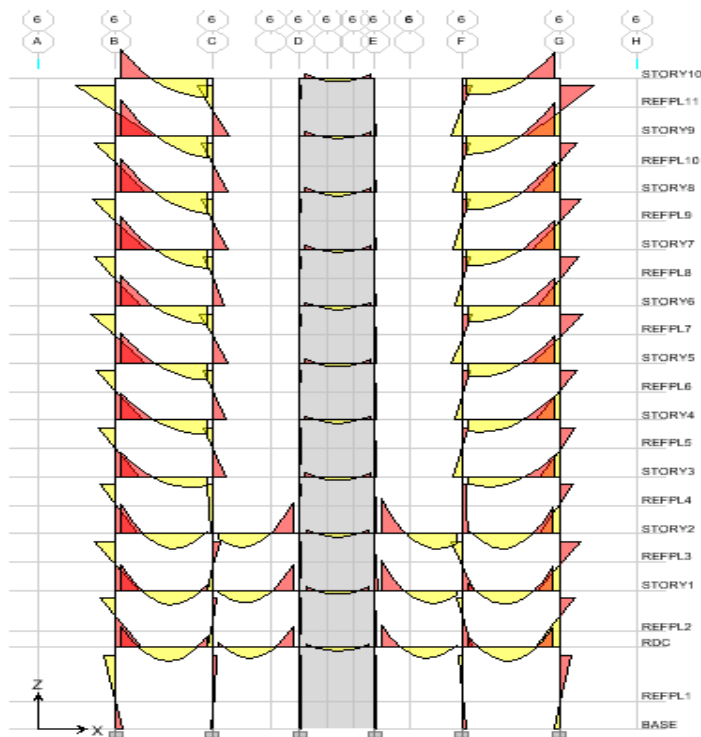


Fig V.1 : Diagramme des efforts internes.

- Efforts internes dans les éléments barres:
 - Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur : **Display/Show tables**.

Dans **Frame Output**, on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d’actions puis on clique sur **OK**

Beam Forces									
Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	
STORY10	B1	ELU	0,150	0,00	-4,51	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	0,644	0,00	-0,61	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	1,138	0,00	3,28	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	1,631	0,00	7,18	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	2,125	0,00	11,08	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	2,619	0,00	14,98	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	3,113	0,00	18,88	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	3,606	0,00	22,78	0,00	-0,607	0,000	
STORY10	B1	ELU	4,100	0,00	26,68	0,00	-0,607	0,000	
STORY9	B1	ELU	0,150	0,00	-3,72	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	0,644	0,00	0,18	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	1,138	0,00	4,08	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	1,631	0,00	7,98	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	2,125	0,00	11,88	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	2,619	0,00	15,78	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	3,113	0,00	19,68	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	3,606	0,00	23,58	0,00	-0,633	0,000	
STORY9	B1	ELU	4,100	0,00	27,48	0,00	-0,633	0,000	

▪ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

▪ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Wall Output**, on clique sur «**Wall forces** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

▪ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,

La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY10	D11	ELU	-0,0010	-0,0030	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00002
STORY9	D10	ELU	-0,0008	-0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00002
STORY8	D9	ELU	-0,0007	-0,0022	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001
STORY7	D8	ELU	-0,0006	-0,0018	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001
STORY6	D7	ELU	-0,0005	-0,0014	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001
STORY5	D6	ELU	-0,0004	-0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001
STORY4	D5	ELU	-0,0003	-0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00001
STORY3	D4	ELU	-0,0002	-0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
STORY2	D3	ELU	-0,0001	-0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
STORY1	D2	ELU	-0,0001	-0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
RDC	D1	ELU	0,0000	-0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

▪ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables** et on coche « **Reactions** », ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX et EY** ».

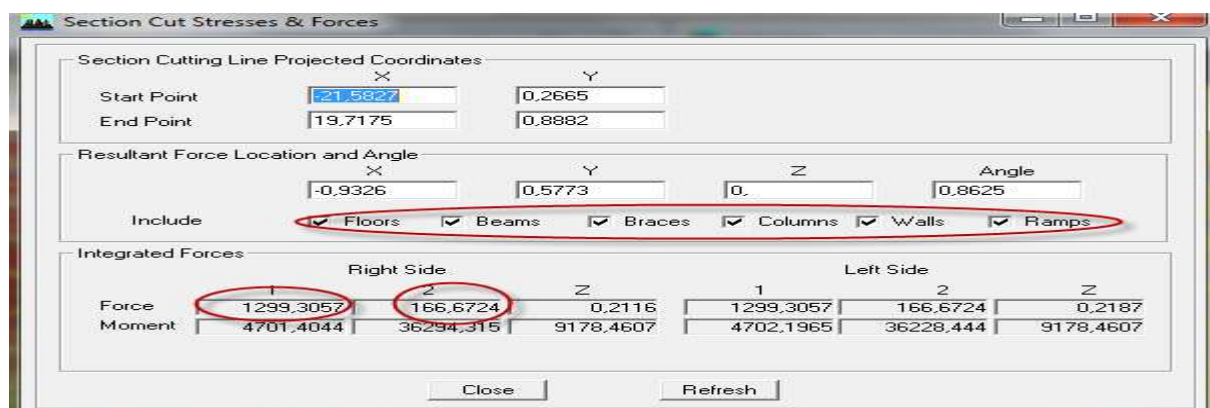
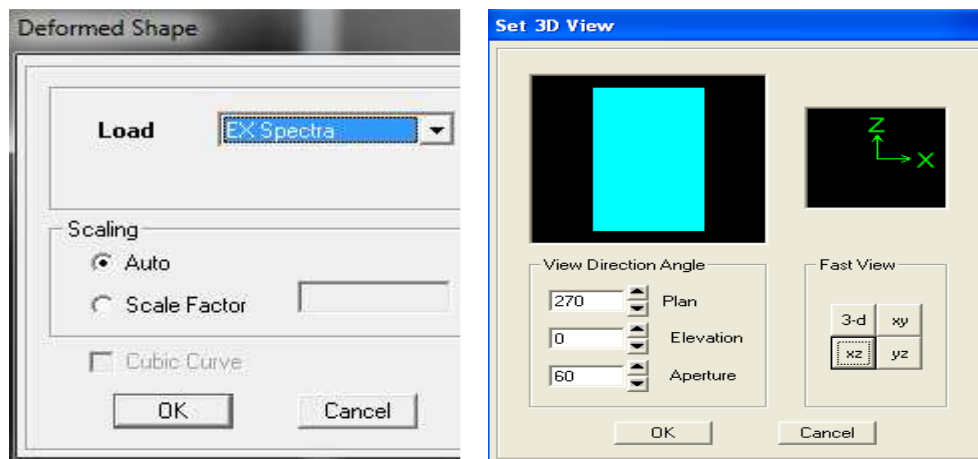
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	5	EX	2,37	1,30	65,26	3,991	11,452	0,377
BASE	5	EY	0,38	2,89	137,17	9,097	1,698	0,075
BASE	6	EX	4,32	130,53	530,78	103,799	21,166	0,477
BASE	6	EY	1,10	373,22	1689,76	243,531	3,340	0,066
BASE	7	EX	2,71	0,87	44,34	3,081	13,079	0,337
BASE	7	EY	0,35	2,13	114,40	7,327	1,707	0,071
BASE	8	EX	4,52	180,68	1000,29	106,923	19,880	0,902
BASE	8	EY	1,27	378,66	1717,15	249,476	2,696	0,137
BASE	11	EX	3,37	0,65	81,10	2,400	12,907	0,377
BASE	11	EY	0,52	2,13	92,00	7,889	1,909	0,075
BASE	12	EX	4,21	0,80	64,08	2,437	15,920	0,337
BASE	12	EY	0,97	2,73	101,34	6,136	2,594	0,071
BASE	13	EX	3,68	0,60	8,17	2,127	14,480	0,337
BASE	13	EY	0,50	2,64	8,67	6,003	1,922	0,071
BASE	14	EX	136,24	1,07	524,42	3,308	78,271	0,337
BASE	14	EY	16,37	3,27	265,56	10,633	9,461	0,071
BASE	15	EX	2,03	1,24	93,91	3,068	10,617	0,337
BASE	15	EY	0,35	0,88	61,35	8,540	1,328	0,071

▪ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **xz**.

Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque

En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et en désélectionnant la case **Beames** et **Columns**, nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans un **fichier « out »**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité, imprimé et ouvert dans un environnement texte Word ou bloc note de Windows ; pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de recherche de Windows.

V.2/ Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003 :

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions nécessaires :

V.2.1- Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

TABLE :Modal participating Mass Ratios						
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,917861	66,5473	0,9091	0	66,5473	0,9091
2	0,774304	0,6595	69,323	0	67,2069	70,2321
3	0,607061	7,6034	0,1729	0	74,8103	70,405
4	0,241684	13,2616	0,0784	0	88,072	70,4835
5	0,179593	0,0377	18,485	0	88,1097	88,9685
6	0,138854	0,5116	0,0245	0	88,6213	88,9929
7	0,107943	5,224	0,0154	0	93,8453	89,0084
8	0,077405	0,0089	6,1178	0	93,8542	95,1262

Tableau V-4 : Période et facteur de participation massique.

Remarque :

1°/Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,92\text{sec}$.

2°/Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.

3°/Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

4°/Les 8 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

V.2.2-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots [\text{Art.4.2.3 RPA 99/Version2003}].$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas $\left\{ \begin{array}{l} \text{zone II}_a \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.15$

B) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5**.

C) Facteur de qualité Q :

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q .$$

Où P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Sens longitudinal X-X :

Tableau donnant les valeurs des pénalités « P_q »

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Non	0.1
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V- 2: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens XX.

D'où : $Q_x=1,15$

Sens transversal Y-Y :

Tableau donnant les valeurs des pénalités « P_q »

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.1
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0.00
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V-3: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens YY.

D'où : $Q_y=1,2$

D) Poids total de la structure :

Poids total: $W_T = 54399.88 \text{ KN}$

E) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2/T \right)^2 & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(T_2/3,0 \right)^2 \left(3,0/T \right)^5 & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T = 0.72 \text{ s}$.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (**RPA 99 ver 2003**)..... [1]

Site 3 \longrightarrow $T_2=0,5 \text{ [s]}$ (Site meuble)

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s} \longrightarrow D = 2,5 \eta \left(T_2/T \right)^2$$

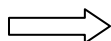
η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Portique voiles : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \zeta = 8.5\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,82 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$



D=1,39

Application numérique

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$\Rightarrow V_x = \frac{(0.15 \times 1,39 \times 1,15 \times 49547,98)}{5} = 2608.74 KN$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{(0.15 \times 1,39 \times 1.2 \times 49547,98)}{5} = 2722.16 KN$$

D'après l'article du RPA 99/2003 , la résultante des forces sismiques a la base **V logiciel** obtenu par combinaison des valeurs nodales ne doit pas être inférieure a **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode spectral nodale pour une valeur de la période fondamentale donnés par la formule empirique approprié soit : **V logiciel > 0,8 V_{MSE}**

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*MSE	V logiciel	V_{logiciel}>0,8MSE
Sens X-X	$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$	2608,74	2086,99	3136,73	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$	2722,16	2177,72	3610,83	Condition vérifiée

Tableau V-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

V.2.3- Vérification de la période :

La formule empirique utilisée pour estimer la période fondamentale de la structure est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 —————> **du RPA2003.... [1]** **C_T=0.05.**

Remarque

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

$$T = 0,05 \times 35,02^{3/4} = 0,72 sec$$

D'où : **T = 1,3 × 0,72 = 0,94 ≥ T_{etabs} = 0,91 [s]..... (Condition vérifiée).**

V.2.4-Vérification de l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 5\% L_X = 3,75 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 5\% L_Y = 3 \text{ m}$$

planchers	XCM	YCM	XCR	YCR	e _x	e _y
Plancher 1	12,404	8,467	12,406	11,302	0,002	2,835
Plancher 2	12,393	8,402	12,451	11,213	0,058	2,811
Plancher 3	12,395	8,518	12,464	11,149	0,069	2,631
Plancher 4	12,372	8,244	12,466	11,119	0,094	2,875
Plancher 5	12,372	8,244	12,464	11,108	0,092	2,864
Plancher 6	12,372	8,244	12,461	11,111	0,089	2,867
Plancher 7	12,372	8,243	12,458	11,112	0,086	2,877
Plancher 8	12,373	8,242	12,455	11,138	0,082	2,896
Plancher 9	12,373	8,229	12,452	11,155	0,079	2,926
Plancher 10	12,369	8,059	12,451	11,157	0,082	2,949
Plancher 11	12,377	7,847	12,45	11,163	0,073	3

Tableau V.1 : Excentricité de la structure.

V.2.5) Les déplacements latéraux inter- étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Les déplacements résultants de la combinaison des charges –E-

On a : $R = 5$

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Z(m)	δ_x (m)	δ_y (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ (m)	observation
35.02	0,0219	0,0196	0.0018	0.002	0,009	0.004	0.0306	vérifiée
31.96	0,0201	0,0176	0.002	0.0021	0,01	0.0105	0.0306	vérifiée
28.9	0,0181	0,0155	0.002	0.0022	0,01	0.011	0.0306	vérifiée
25.84	0,0161	0,0133	0.0022	0.0022	0,011	0.011	0.0306	vérifiée
22.78	0,0139	0,0111	0.0023	0.0021	0,0115	0.0105	0.0306	vérifiée
19.72	0,0116	0,009	0.0023	0.002	0,0115	0.01	0.0306	vérifiée
16.66	0,0093	0,007	0.0024	0.0019	0,012	0.0095	0.0306	vérifiée
13.6	0,0069	0,0051	0.0022	0.0018	0,011	0.009	0.0306	vérifiée
10.54	0,0047	0,0033	0.002	0.0014	0,01	0.007	0.0306	vérifiée
7.48	0,0027	0,0019	0.0016	0.0011	0,008	0.008	0.0306	vérifiée
4.42	0,0011	0,0008	0.0011	0.0008	0,0055	0.004	0.00442	vérifiée

Tableau V-6: Les déplacements résultants de la combinaison des charges –E-.

V.2.6) Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99/Version 2003 (art 5,9)}$$

Avec : P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (E) ; h_k : Hauteur de l'étage « k ».

niveau	P _k (KN)	Δ _k ^x (m)	Δ _k ^y (m)	V _k ^x (KN)	V _k ^y (KN)	h _k (m)	θ _x	θ _y
10	5236,42	0,0219	0,0196	651,34	772,83	3,06	0,057	0,043
9	9905,45	0,0201	0,0176	1106,88	1327,74	3,06	0,058	0,042
8	14818,53	0,0181	0,0155	1498,74	1774,46	3,06	0,058	0,042
7	19731,61	0,0161	0,0133	1838,59	2158,83	3,06	0,056	0,039
6	24770,91	0,0139	0,0111	2133,18	2493,79	3,06	0,052	0,036
5	29810,22	0,0116	0,009	2394,2	2781,28	3,06	0,047	0,031
4	34849,52	0,0093	0,007	2618,77	3028,49	3,06	0,040	0,026
3	39888,82	0,0069	0,0051	2810,92	3233,36	3,06	0,031	0,020
2	44441,86	0,0047	0,0033	2944,74	3382,36	3,06	0,023	0,014
1	49103,59	0,0027	0,0019	3055,72	3513,67	3,06	0,014	0,008
RDC	54399,88	0,0011	0,0008	3136,73	3610,83	4,42	0,0043	0,0027

Tableau V-7: Vérification de l'effet P-Delta.

On a $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

V. 2. 7) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux a la base (40*50) :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

N_d = 1450.49 KN

$$V = \frac{1450.49 \times 10^3}{400 \times 500 \times 25} = 0,29 < 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessous, nous pouvons conclure que :

- La période T est vérifiée.
- L'effort tranchant a la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- .Les déplacements latéraux inter étages sont vérifiés.
- L'effet de deuxième ordre (**l'effet P- Δ**) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences de RPA , nous pouvons passer aux ferrailage des éléments structuraux.

Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre VI

Ferrailage des éléments structuraux

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaire dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

VI.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{(RPA 99 /2003)}$$

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

VI.1.1. Les recommandations du RPA :❖ **Les armatures longitudinales : (Art 7-5-2-1) :**

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

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

- poutres principales :

$$\text{Section (30x40) : } 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

- poutres secondaires :

$$\text{Section (25x35) : } 0.005 \times 25 \times 35 = 4,37 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

4% b.h en zone courante.

6% b.h en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

$$\text{En zones courantes: } 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zones de recouvrement : } 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2.$$

- Poutres secondaires :

$$\text{En zones courantes : } 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zones de recouvrements : } 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2.$$

- La longueur minimal de recouvrement est de :
 40Φ (zone I et IIa).
 50Φ (zone II_b et III).

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

❖ **Les armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Nb : La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et pour le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm du nu de l'appuis ou de l'encastrement.

VI.1.1.2. Etape de calcul :

Calcul du moment réduit :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} ; \text{ avec } : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \quad \text{Tel que :}$$

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

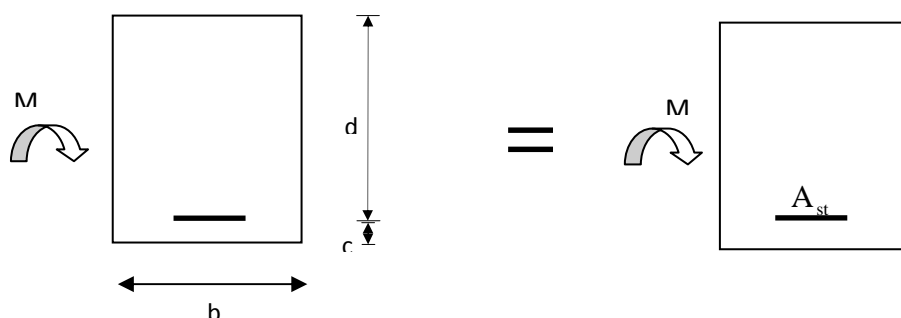
$\theta = 0,9$; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ **1^{er} cas :** $\mu < \mu_1 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{ avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$ Cas courant.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ Cas accidentel.

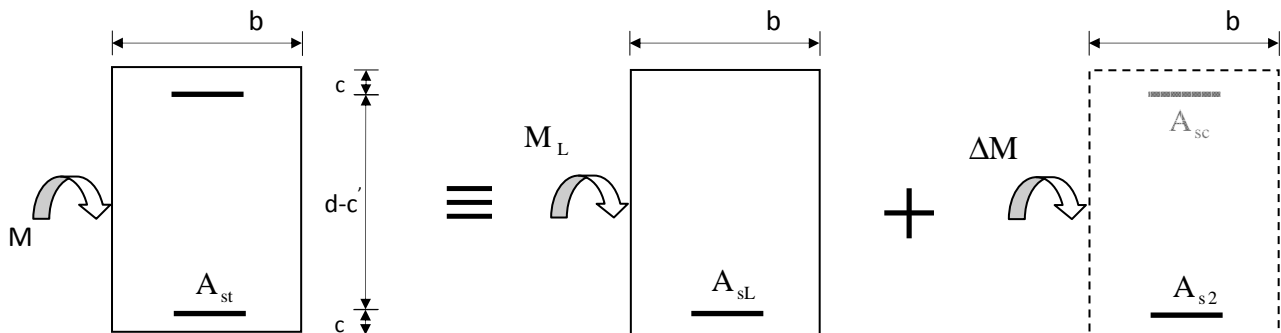
$f_e = 400 \text{ MPa}$

A_{st} : section d'acier tendu.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➤ **2^{ème} cas** : $\mu > \mu_1 \rightarrow$ section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

1) Ferrailage des poutres principales (30x40) : Dans notre cas on ferraille avec le logiciel **EXPERT**.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : S. SOL, RDC, 1^{ER}, 2^{ème}
- **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}
- **Zone III** : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}

Tableau VI.1.1. : Ferrailage des poutres principales: (40×30).

zone	Comb	Appui travée	Mmax (KN.m)	As cal (cm ²)	At cal (cm ²)	Obs	Ferrailage	A adopté (cm ²)
Zone III	ELU	Appui	85,126	5,7	0	SSA	2HA12filante+3HA14 chapeau	6,88
		Travée	61,32	4	0	SSA	2HA12filante+3HA14 chapeau	6,88
Zone II	ELU	Appui	83,627	5,5	0	SSA	2HA12filante+3HA14 chapeau	6,88
		Travée	63,591	4,1	0	SSA	2HA12filante+3HA14 chapeau	6,88
Zone I	ELU	Appui	83,201	5,5	0	SSA	2HA12filante+3HA14 chapeau	6,88
		Travée	27,257	1,7	0	SSA	2HA12filante+3HA14 chapeau	6,88

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres secondaires: (35×25).

zone	Comb	Appui travée	Mmax (KN.m)	As cal (cm ²)	At cal (cm ²)	Obs	Ferrailage	A adopté (cm ²)
Zone III	ELU	Appui	24,392	3,3	0	SSA	3HA14	4,62
		Travée	16,421	2,2	0	SSA	3HA14	4,62
Zone II	ELU	Appui	27,71	3,8	0	SSA	3HA14	4,62
		Travée	19,796	2,5	0	SSA	3HA14	4,62
Zone I	ELU	Appui	25,181	3,4	0	SSA	3HA14	4,62
		Travée	17,181	2,3	0	SSA	3HA14	4,62

3. Vérification à L'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

La section minimale des armatures longitudinale est : (BAEL 91)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales de } (30 \times 40) : A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires de } (25 \times 35) : A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 1,056 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitations d'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad : \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à L'ELU.}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } \tau_u = \frac{128,18 \times 10^3}{300 \times 375} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{128,18 \times 10^3}{250 \times 325} = 1,57 \text{ MPa}$$

c) Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (la fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } \tau_u = 1,13 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } \tau_u = 1,57 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5.1.3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :**➤ Sur le béton :**

$$\bar{V}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$\text{Pour les poutres principales : } \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 30 \times 37,5}{1,5} = 675 \text{ KN}$$

Poutres principales : $V_u = 128,18 \text{ KN} < \bar{V}_u = 675 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Pour les poutres secondaires : $\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 2,5 \times 0,9 \times 25 \times 32,5}{1,5} = 487,5 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $V_u = 120,12 \text{ KN} < \bar{V}_u = 487,5 \text{ N} \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

▪ Pour les poutres principales : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{40} (128,18 - \frac{85,126 \times 100}{0,9 \times 37,5})$

$$A_{\text{appuis}} = -3,56 < 0$$

▪ Pour les poutres secondaires : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{40} (120,12 - \frac{27,71 \times 100}{0,9 \times 32,5})$

$$A_{\text{appuis}} = 0,74 \text{ Tapez une équation ici.}$$

\Rightarrow Les armatures calculées sont suffisantes.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art 6.1, 3/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à hautes adhérence

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{128,18 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times (4 \times 16) \pi} = 1,889 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_{se} = 2,51 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{120,12 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times (4 \times 12) \pi} = 2,724 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_{se} = 0,539 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

f) Calcul de longueur de scellement droits des barres :(art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32cm \quad (\text{Pour les HA12})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38cm \quad (\text{Pour les HA14})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27cm \quad (\text{Pour les HA10})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43cm \quad (\text{Pour les HA16})$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

g) Espacement des barres :

En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \{10; 16,8\} = 10cm$$

$$St = 8cm$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 20cm$$

$$St = 15cm$$

h) Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 8,04 \times 30 = 0,72cm^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2 > A_{\min}$; on prend (**1cadre + 1étrier**)

4. Vérification a l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance du béton en compression.

➤ Etat limite de déformation.

1) Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton : Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS (aux appuis) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²)	Obs
III	27,42	8,04	0,714	0,87766	25,89	10,36	0,400	1,5	c.v
II	15,117	8,04	0,714	0,87766	25,89	5,712	0,220		c.v
I	20,841	8,04	0,714	0,87766	25,89	7,875	0,304		c.v

Tableau VI.1.3-Vérification du ferrailage des poutres principales a l'ELS (aux appuis).

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principale à l'ELS (en travées) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²)	Obs
III	27,79	6,15	0,546	0,8893	30,176	13,549	0,448	1,5	c.v
II	22,217	6,15	0,546	0,8893	30,176	10,832	0,358		c.v
I	21,03	6,15	0,546	0,8893	30,176	10,253	0,339		c.v

Tableau VI.1.4-Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS (en travées).

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaire à l'ELS (en travées) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²)	Obs
III	3,66	3,14	0,386	0,9047	37,507	3,952	0,105	1,5	c.v
II	4,96	3,14	0,386	0,9047	37,507	5,372	0,143		c.v
I	6,79	3,14	0,386	0,9047	37,507	7,354	0,196		c.v

Tableau VI.1.5-Vérification du ferrailage des poutres secondaires a l'ELS(en travées) .

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaire à l'ELS (aux appuis) :**

zone	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm ²)	Obs
III	13 ,01	4,52	0,556	0,8881	29,701	9,972	0,335	1,5	c.v
II	12,39	4,52	0,556	0,8881	29,701	9,497	0,319		c.v
I	10,33	4,52	0,556	0,8881	29,701	7,918	0,266		c.v

Tableau VI.1.6-Vérification du ferrailage des poutres secondaires a l' ELS (aux appuis)

3) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau e la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flécha admissible pour ne pas nuire l' aspect et l'utilisation de la construction.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{425}{500} = 0,85cm \quad \text{sens des poutres principales}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8cm \quad \text{sens des poutres secondaires.}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est : $f = 0.315cm$

La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flécha admissible.

Donc la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.

• **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale a :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

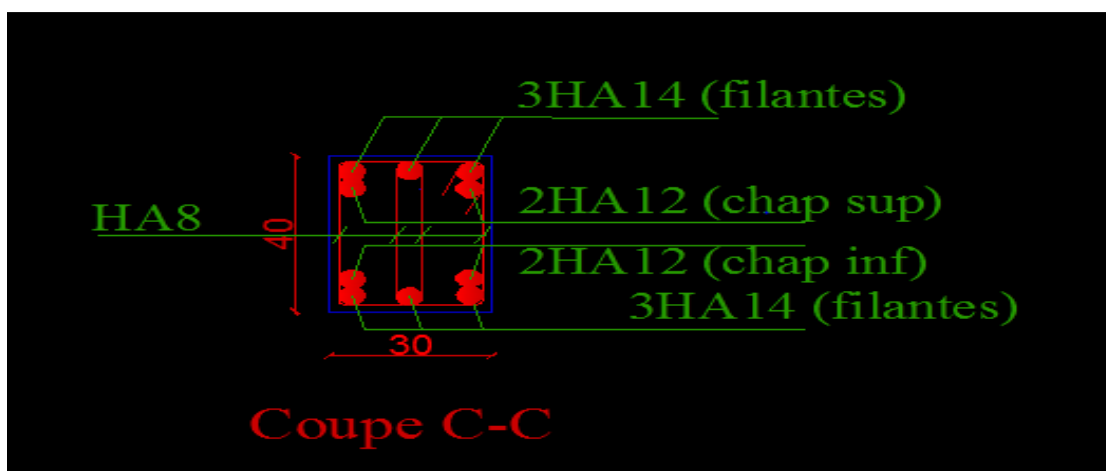


Fig.-VI-1-ferrailage des poutres principales.

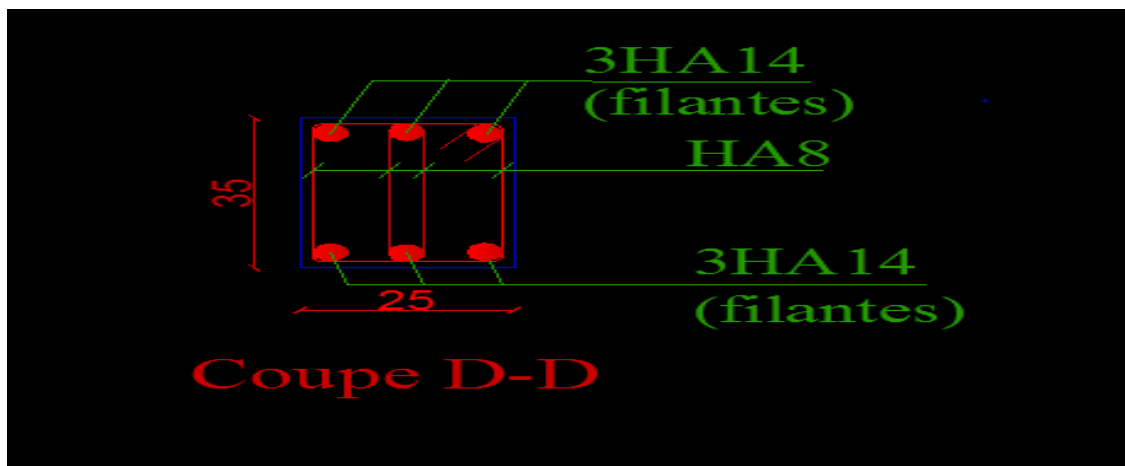


Fig.-VI-2- ferrailage des poutres secondaires.

VI.2. Ferrailage des poteaux :

VI.2.1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 modifié 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 modifié 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET)

VI.2.2) Recommandation et exigences du RPA 2003 :

a) Les armatures longitudinales : (Art 7.4.4.1 RPA 99/version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

$$\text{Poteau (30x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 40 = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 45 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x50)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 50 = 16 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (30x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x50)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (30x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone IIa**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

-Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

1. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

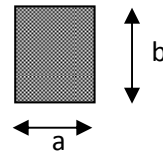
A_t : Armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ **Calcul d'élancement :(élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VI.2.3) Calcul des armatures à l'ELU :

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

$$e = \frac{M}{N} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

C : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

N : Effort de traction ou de compression.

2^{ème} cas :

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

C : le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures.

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Avec :

Mf : moment fictif

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

On distingue deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée (A' = 0)

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

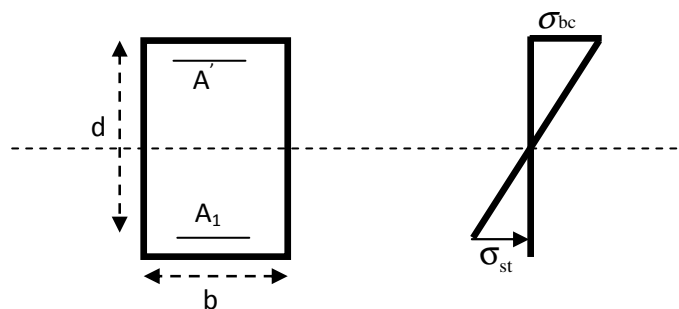
- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

(+) si N : Effort de traction
 (-) si N : Effort de compression

2^{ème} cas : Section est doublement armée (SDA).

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA)



On calcule :

$$M_L = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_L$$

$$\Delta M \leq 40\%(M_f)$$

Avec :

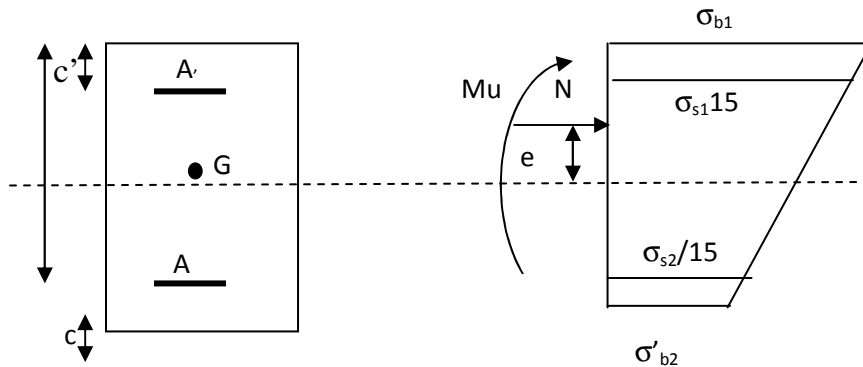
M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

-C : Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

3) Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

C : le centre de pression se trouve entre les armatures.

N : Effort de traction

$$Ast1 = \frac{M_f * g}{\sigma_{st}(d-c')}$$

$$Ast2 = \frac{N_u}{\sigma_{bc}} - Ast1$$

VI.2.4. Vérifications à l'ELS :

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec :

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right]; V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15 [A(V_1 - c')^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

• S.E.C :

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

• S.P.C :

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_1 = y_2 + c$$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 = py_2 + q = 0$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90.A(d - c)}{b}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90.A(d - c)^2}{b}$$

Avec :

c' : enrobage.

c : Distance du centre de pression c à la fibre le plus comprimée ($c = d - e_a$)

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_1' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad ; \quad y_2' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad ; \quad y_3' = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 [A \times (d - Y_{SER}) + A \times (Y_{er} - c')^2]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

VI.2.5) Ferrailage des poteaux :

- **Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

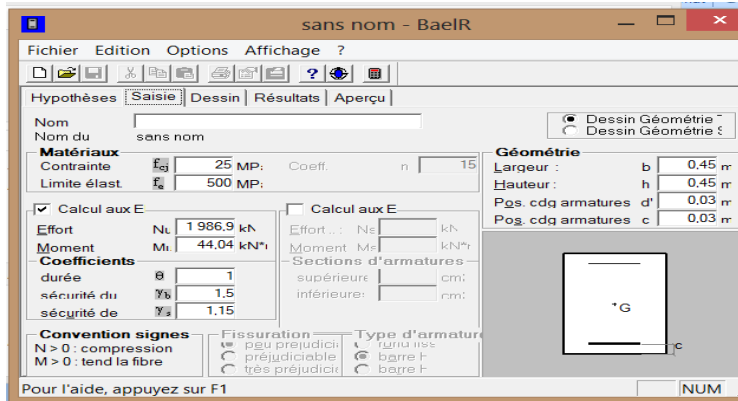


Fig VI-1 : caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos
Puis la fenêtre suivante s'affiche :

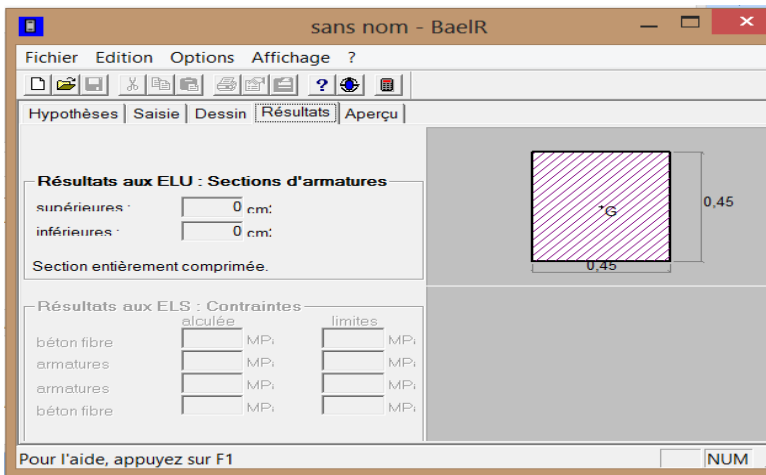
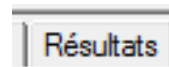


Fig VI-2 : affichage des résultat.

➤ Poteaux longitudinaux sens (X-X) :

Zone	Niveaux	Section	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		e (cm)	(h/2) -c	Nature	A sc (cm ²)	A st (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Ferrailag e
			N max	N min	M cors	M max								
I	SS-RDC-1-2	40×50	N max	-1976,49	M cors	-11,709	0,59	22,5	SEC	0	0	16	16,08	8HA16
			N min	1059	M cors	1,118	0,11	22,5	SET	13,17	13,3			
			N cors	-484,89	M max	62,055	12,79	22,5	SEC	0	0			
II	3-4-5-6	35×45	N max	-1582,93	M cors	9,291	0,59	20	SEC	0	0	12,6	14,19	4HA14 + 4HA16
			N min	382	M cors	1,081	0,28	20	SET	4,71	4,84			
			N cors	-256,38	M max	79,847	31,14	20	SPC	0	1,75			
III	7-8-9-10	30×40	N max	-775,25	M cors	33,5	4,32	17,5	SEC	0	0	9,6	10,67	4HA12 + 4HA14
			N min	73,79	M cors	3,842	5,21	17,5	SET	0,64	1,2			
			N cors	-40,33	M max	64,255	159,32	17,5	SPC	0	4,01			

Tableau VI.2.5. 1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal (x-x) .

➤ Poteaux longitudinaux sens (Y-Y) :

Zone	Niveaux	Section	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		e (cm)	(h/2)-c	Nature	A sc (cm ²)	A st (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Ferrailage e
			N max	N min	M cors	M max								
I	SS-RDC-1-	40×50	N max	-1976,49	M cors	-1,009	0,05	22,5	SEC	0	0	16	16,08	8HA16
			N min	1059	M cors	4,704	0,44	22,5	SET	13,5	12,97			
			N cors	-239,54	M max	81,353	33,9	22,5	SPC	0	1,42			
II	3-4-5-6	35×45	N max	-1582,93	M cors	-2,291	0,14	20	SEC	0	0	12,6	14,19	4HA14 + 4HA16
			N min	382	M cors	15,736	4,11	20	SET	3,77	5,78			
			N cors	-201,48	M max	87,12	43,2	20	SPC	0	2,89			
III	7-8-9-	30×40	N max	-775,25	M cors	10,115	1,3	17,5	SEC	0	0	9,6	10,67	4HA12 + 4HA14
			N min	73,79	M cors	0,862	1,16	17,5	SET	0,86	0,98			
			N cors	-138,73	M max	68,521	49,3	17,5	SPC	0	5,76			

Tableau VI.2.5. 2 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal (y-y) .

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (**min**)

Correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone **IIa**.

Zones	Niveau	Section (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Choix de A
Zone I	SS -RDC-1-2	Zone I (40 50)	16	16,08	8HA16
Zone II	du 3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	Zone II (35 45)	12,6	14,19	4HA14+4HA16
Zone III	du 7 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	Zone III (35 ×40)	9,6	10,67	4HA12+4HA14

Tableau VI.2.5.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.

VI.2.6 : Vérifications à l'ELU :

1) Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm. Soit : } \theta_t = 8 \text{ mm}$$

θ_L^{\max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élanement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} ; \text{ avec : } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau Avec : $\begin{cases} l_0 = 408\text{cm pour les entre sol1 et 2} \\ l_0 = 306\text{cm pour les autres étages} \end{cases}$

• **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale :** $S_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min(12 ; 15\text{cm})$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

✓ **Dans la zone courante :** $S_t \leq \min(15\phi_L)$.

$$S_t \leq \min(15 \times 1,2 = 18\text{cm})$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

2) **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

Si $\lambda_g \geq 5$At min = 0,3% Stb1 .

Si $\lambda_g \leq 3$At min = 0,8% .Stb1 .

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considéré.

$$\lambda_g: \text{E} \text{Lancement géométrique du poteau} : \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

• **Calcul de λ_g et de A_{\min} :**

✓ **Poteau (40×50) :**

Cas étage 1-2 et sous sol:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

$$\text{Zone nodale} : A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante} : A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25\text{cm}^2$$

Cas RDC :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 442}{40} = 7,735 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

$$\text{Zone nodale} : A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante} : A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25\text{cm}^2$$

✓ **Poteau (35×45) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{35} = 6,12 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\% !$$

$$\text{Zone nodale} : A_t^{\min} = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante} : A_t^{\min} = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025\text{cm}^2$$

✓ **Poteau (30×40) :**

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{30} = 7,14 \Rightarrow \lambda g > 5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	Hauteur	Elancement géométrique λ_g	Coefficient correcteur ρ_1	A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	A_t^{\min} zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	$A_{ad\text{opté}}$
40×50	SS	306	5,35	2,5	1,5	2,25	3,01
40×50	RDC	442	7,735	2,5	1,5	2,25	3,01
40×50	1-2	306	5,35	2,5	1,5	2,25	3,01
35×45	3-4-5-6	306	6,12	2,5	1,35	2,025	2,01
30×40	7-8-9-10	306	7,14	2,5	1,2	1,8	2,01

Tableau VI.2.6.1: Sections des armatures transversales.

3) **Longueur minimal de recouvrement :**

La longueur minimal de recouvrement est de : **40 θ en zone IIa.**

$$L_r = 40 \theta_L^{\min} = 40 \times 1.2 = 48\text{cm.}$$

$$\text{Poteau (30x40)} \quad L_r = 40 \theta = 40 \times 1.6 = 64\text{cm.}$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad L_r = 40 \theta = 40 \times 1.6 = 64\text{cm.}$$

$$\text{Poteau (40x50)} \quad L_r = 40 \theta = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

4) **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

✓ **Au niveau des poutres :**

$L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre

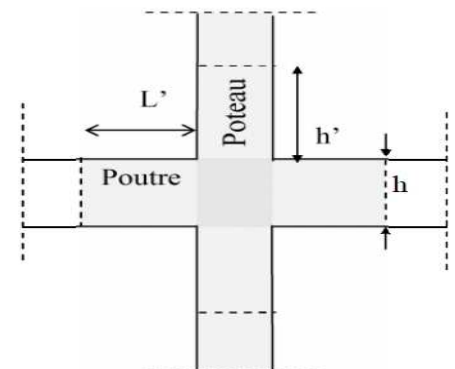
✓ **Au niveau des poteaux :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

(hauteur d'étage courant – hauteur de la poutre secondaire).



Poteau	H	h'
40×50 (ss)	306	h' = max ($\frac{306-40}{6}$; 40; 50; 60cm) =60cm
40×50(RDC)	442	h' = max ($\frac{442-40}{6}$; 40; 50; 60cm) =67cm
40×50	306	h' = max ($\frac{306-40}{6}$; 40; 50; 60cm) =60cm
35×45	306	h' = max ($\frac{306-40}{6}$; 35; 45; 60cm) =60cm
30×40	306	h' = max ($\frac{306-40}{6}$; 30; 40; 60cm) =60cm

Tableau VI.6.2 : Délimitation de la zone nodale.

5) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

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 ;

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon **BAEL91** :

$$\tau_{bu} = \min (0.13f_{c28}, 5MPa)$$

En fissuration peu nuisible :

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 MPa$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 8 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

Niveau	V _u (k N)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	λ _g	ρ _d	τ _b (MPa)	τ _{b adm} (MPa)	Vérification
SS-1et2 40x50	45,91	40	50	47,5	5,35	0.075	0,024	1.875	C-V
RDC 40x50	45,91	40	50	47,5	7,73 5	0.075	0,024	1.875	C-V
3-4-5-6 35x45	54,31	35	45	42,5	6,12	0.075	0,037	1.875	C-V
7-8-9-10 30x40	50,73	30	40	37,5	7,14	0,075	0,045	1,875	C-V

Tableau VI.6.3. : Vérification au cisaillement.

6) Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s = 1.5 pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal ,la longueur de la partie ancré mesuré hors crochets est au moins égale à : **0,4 l_s** pour les aciers **HA**.

$$\text{Pour les HA12 : } l_a = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm.}$$

VII.2.7 : Vérifications à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

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

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

A_{min} : section minimal d'acier tendue.

f_e : contrainte limite des aciers élastiques.

f_{t28} : résistance de béton a la traction a l'age de 28 jours.

e_s : excentricité de l'effort normal a l'ELS.

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Niveaux	Poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		es (cm)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Observation
		N max	N min	M cors	M max				
SS-RDC-1-2	40x50	N max	1437,18	M cors	8,49	0,59	7,2	16,08	Condition Vérifié
		N min	-193,05	M cors	-1,283	0,66	7,2		
		N cors	1334,59	M max	21,664	1,62	7,2		
3-4-5-6	35x45	N max	1150,19	M cors	6,674	0,58	6,4	14,19	Condition Vérifié
		N min	-84,69	M cors	-2,674	3,15	6,4		
		N cors	696,56	M max	29,082	4,17	6,4		
7-8-9-10	30x40	N max	562,23	M cors	24,195	4,30	5,6	10,67	Condition Vérifié
		N min	-6,13	M cors	-3,814	62,23	5,6		
		N cors	79,63	M max	28,271	35,50	5,6		

Tableau VI.7.1.1 : Vérifications de la Condition de non fragilité.

3) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA (BAEL91/A.4.5.2).}$$

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ M Pa}$.
- Contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ section entièrement comprimée

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée

• **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90 A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4 \cdot u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

✓ Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Enfinement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Remarque : Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimé.

Section	Sollicitations	N _c kN	M kN.m	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
40 x 50	N _{max} - M _{cor}	1437,18	8,49	0,59	SEC	7,01	6,17	15	✓	104,4	93,3	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	193,05	1,283	0,66	SET	0,95	0,82	15	✓	14,1	12,4	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	1334,59	21,66 4	1,62	SEC	7,19	5,05	15	✓	106	77,6	348	✓
35 x 45	N _{max} - M _{cor}	1150,19	6,674	0,58	SEC	7,06	6,15	15	✓	105	93,1	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	84,69	2,674	3,15	SET	0,67	0,3	15	✓	9,67	4,92	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	696,56	29,08 2	4,17	SEC	5,99	2,01	15	✓	85,8	34,1	348	✓
30 x 40	N _{max} - M _{cor}	562,23	24,19 5	4,30	SEC	6,7	1,78	15	✓	95	32,2	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	6,13	3,814	62,23	SPT	0,64	0	15	✓	7,24	-20,2	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	79,63	28,27 1	35,50	SPC	4,86	0	15	✓	57,6	-115,8	348	✓

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Le ferraillage des différentes poteaux se fera suivante la section minimale A_{s min} correspondante recommandée par le règlement **RPA 99/ Version 2003** en zone **IIa**

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Armatures Longitudinales	Armatures Transversales
SS- RDC-1-2	40×50	8HA16	1 cadre et 1 losange (HA8) Et un étrier
3-4-5-6	35×45	4HA14+4HA16	1 cadre et 1 losange (HA8)
7-8-9-10	30×40	4HA12+4HA14	1 cadre et 1 losange (HA8) Et un étrier

Tableau VI.7 : Ferrailage des poteaux.

- **Schéma de ferrailage des poteaux :**

➤ **Poteaux (40×50) :**

-Les armatures longitudinales : 8 HA16= 16 ,08cm²

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm²

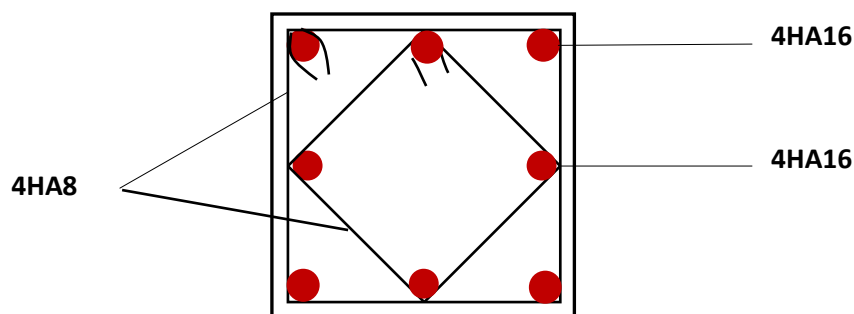


Fig.VI.8: Ferrailage Poteau (40x50)

➤ **Poteaux (35×45) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14 = 14,19cm²

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm²

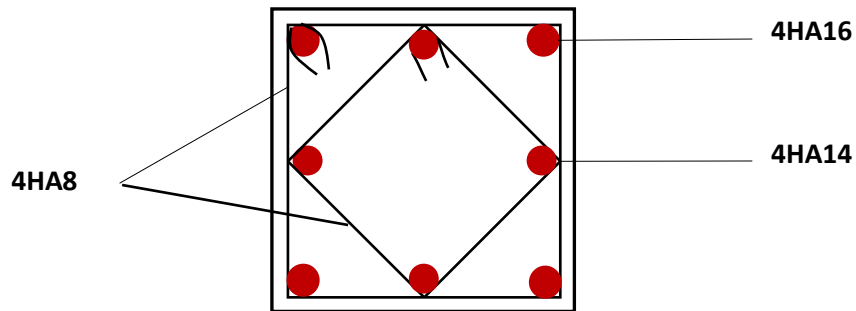


Fig. VI.9: Ferrailage Poteau (35x45).

➤ **Poteaux (30x40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

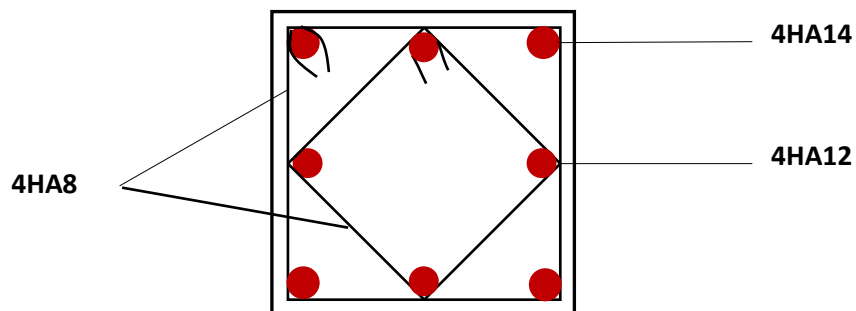


Fig. VI.10: Ferrailage Poteau (30x40).

VI.3.Ferrailage des voiles :

VI.3.1. INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI.3.2) Ferrailage des trumeaux :

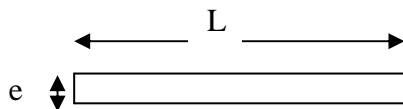
La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

1-) Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules de [Navier- Bernoulli] :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$



$B = L \cdot e$: section du béton du trumeau

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

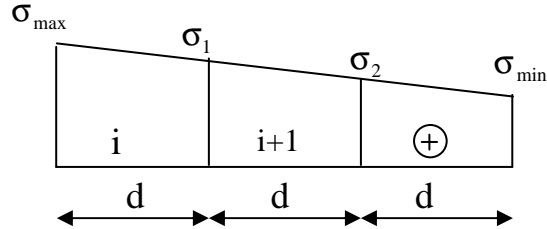
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : RDC, 1^{er}, 2^{ème}
- **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}
- **Zone III** : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème}

a) Ferraillage de la section entièrement comprimé :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec :

e : épaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Armatures verticales minimales :

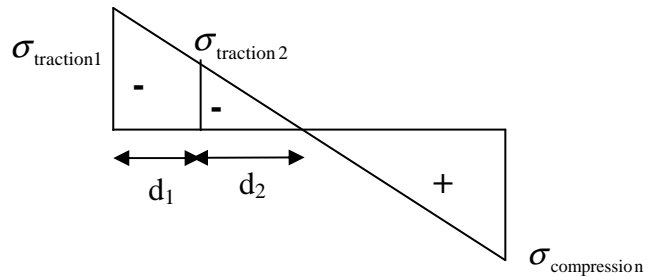
$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferraillage d'une section partiellement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}}}{2} \cdot d_2 \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales minimales :

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

c) Ferraillage section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

VI.3.3) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

VI.3.3.1) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

VI.3.3.2) Armature pour les potelets :

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.

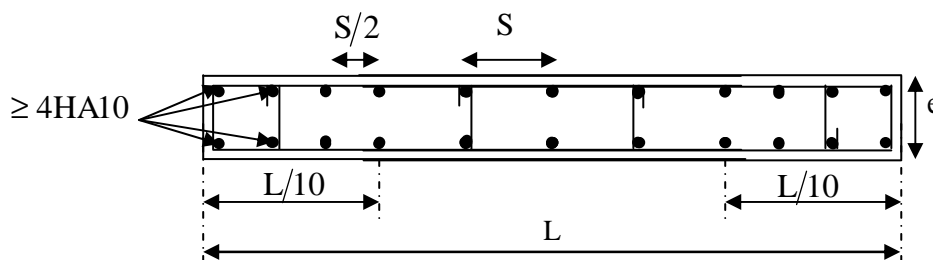


Fig VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.3.3) Dispositions constructives :

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

VI.3.3.4) Vérification des contraintes de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa.}$$

VI.3.4) Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Sections d'armatures adoptées (verticales).

VI.3.5) Exemples de calculs : voile longitudinal 1 (VL2) zone I .

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui se trouve au sous sol (VL2)

$$L = 2.6 \text{ m} , e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 3416.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7120.39 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3416.91}{3416.91 + 7120.39} \times 2.60$$

$$\text{Donc : } L_c = 0,843 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 2,6 - 0,843 = 1,77 \text{ m}$$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$h_e = h_{S-SOL} - h_{poutre} = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{2,66}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,834\right) = 0,55 \text{ m}$$

- bande 1 de longueur d1 = 0,55m (bande extrême)
- bande 2 de longueur d2 = Lt - d1 = 1,22m (bande centrale)

Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(1,766 - 0,55)3416,91}{1,766} = 2352,75/\text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{3416,91 + 2352,75}{2} \times 0,55 \times 0,25 = 396,66 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2352,75}{2} \times 1,21 \times 0,25 = 355,85 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{396,66 \times 10}{348} = 11,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{355,85 \times 10}{348} = 10,22 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2\%B ; B \frac{f_{t28}}{f_e} ; \right) [cm^2]$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e = \begin{cases} 1375 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_1 = 55 \text{ cm.} \\ 2815 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_2 = 122 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$A_{1\min} \geq \max (2,75 ; 7,21) \text{ cm}^2 = 7,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max (5,63 ; 14,77) \text{ cm}^2 = 14,77 \text{ cm}^2$$

Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{783,46 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 30,16 \text{ cm}^2$$

Les armature adoptées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11,39 + \frac{30,16}{4} = 18,93 \text{ cm}^2 / \text{bande .}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,22 + \frac{30,16}{4} = 17,76 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

Le ferrailage adopté :

$$A_1 = 7 \text{ HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 8 \text{ cm}$$

$$A_1 = 7 \text{ HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 17 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{43,98}{4} = 10,995 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 260 = 9,75 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 10,05 \text{ cm}^2$.

Soit : 10HA12 = 11,31 cm² / 1m de hauteur ; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

Les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

Les vérifications➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm et } 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$S_h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{783,46 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2600} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 783,46 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2600} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3723,1 \times 10^3}{250 \times 3800 + 15 \times 72,83 \times 10^2} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- **Remarque :**

Les résultats sont résumer dans les tableaux suivants :

Ferrailage des Voiles VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,1	3,1	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,775	0,775	0,775	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3629	793,2	2002,62	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8843,78	-4654,79	-3234,07	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	989,2	724,72	365,21	
	L _t (m)	1,10	2,65	1,91	
	L _c (m)	2,00	0,45	1,19	
	d (m)	0,550	1,324	0,957	
	σ_1 [KN/m ²]	4421,890	2327,395	1617,035	
	N (kN)	N ₁	912,01	1155,84	580,46
		N ₂	304,005	385,279	193,488
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,80	28,90	14,51
		A _{v2}	7,60	9,63	4,84
	A _{vj} (cm ²)		38,08	27,90	14,06
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	32,32	35,87	18,03
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7,60	16,61	8,35
	A _{min} (cm ²)		7,22	17,38	12,56
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,19	40,19	22,62
Bonde 2		15,7	20,36	12,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA16	2x 9HA12	2x 8HA10
		Bonde 2	2x 10HA10	2x 9HA10	2 x 9HA10
	S _t (cm)	Bonde1	5,5 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	13 cm	14 cm	14 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,13	3,91	2,30
	A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe
ep =25cm		(A=10,05cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,418	1,039	0,524
		τ_b (MPa)	1,985	1,455	0,733
	ELS	N _s (kN)	1513,2	983,74	468,58
σ_b (MPa)		1,75	1,17	0,56	

Ferrailage des Voiles VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,6	2,6	2,6	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,65	0,65	0,65	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3416,91	1222,82	2319,34	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7120,39	-3879,89	-3132,34	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	783,46	666,75	439,93	
	L _t (m)	1,76	1,98	1,49	
	L _c (m)	0,84	0,62	1,11	
	d (m)	0,878	0,988	0,747	
	σ_1 [KN/m ²]	3560,195	1939,945	1566,170	
	N (kN)	N ₁	1172,80	438,68	438,68
		N ₂	390,932	146,228	146,228
	A _v (cm ²)	A _{v1}	29,32	10,97	10,97
		A _{v2}	9,77	3,66	3,66
	A _{vi} (cm ²)		30,16	25,67	16,94
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	36,86	15,20	15,20
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,77	7,89	7,89
	A _{min} (cm ²)		11,53	12,97	9,80
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,19	20,18	18,1
Bonde 2		15,7	20,18	14,13	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA16	10HA16	2x 8HA12
		Bonde 2	2x 10HA10	10HA16	2 x 9HA10
	S _t (cm)	Bonde1	5,5 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	13 cm	14 cm	14 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,59	3,91	2,30
	A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=10,05cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,339	1,140	75,202
		τ_b (MPa)	1,875	1,596	105,282
	ELS	N _s (kN)	1513,2	983,74	468,58
σ_b (MPa)		2,04	1,37	0,66	

Ferrailage des Voiles VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,25	0,25	0,25		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4772,01	1222,82	2319,34		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8376,82	-3879,89	-3132,34		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V_u (kN)	246,4	170,46	127,45		
	L_t(m)	0,64	0,76	0,57		
	L_c(m)	0,36	0,24	0,43		
	d (m)	0,319	0,380	0,287		
	σ_1 [KN/m ²]	4188,410	1939,945	1566,170		
	N (kN)	N₁	500,31	276,57	168,72	
		N₂	166,771	92,191	56,242	
	A_v (cm²)	A_{v1}	12,51	6,91	4,22	
		A_{v2}	4,17	2,30	1,41	
	A_{vi} (cm²)	9,49	6,56	4,91		
	A (cm²)	$A_1=A_{v1}+A_{vi}/4$	14,88	8,55	5,44	
		$A_2=A_{v2}+A_{vi}/4$	4,17	3,95	2,63	
	A_{min} (cm²)	4,18	4,99	3,77		
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	20,36	14,2	14,2	
		Bonde 2	9,04	9,04	9,04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA12	2x 9HA10	2x 9HA10
			Bonde 2	2x 9HA8	2x 9HA8	2x 9HA8
S_t (cm)		Bonde1	7cm	7 cm	7 cm	
		Bonde 2	7 cm	7cm	7 cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		2,39	3,91	2,30		
A_H /nappe (cm²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm		(A=10,05cm²)	(A=10,05cm²)	(A=5.65cm²)		
Armature transversal	4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1,095	0,758	0,566	
		τ_b (MPa)	1,533	1,061	0,793	
	ELS	N_s (kN)	1513,2	983,74	468,58	
		σ_b (MPa)	4,44	3,10	1,54	

Ferrailage des Voiles VL4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,3	2,3	2,3		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,575	0,575	0,575		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3922,12	202,53	605,68		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8231,54	-3551,58	-2033,83		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	566,37	434,06	298,3		
	L _t (m)	1,56	2,18	1,77		
	L _c (m)	0,74	0,12	0,53		
	d (m)	0,779	1,088	0,886		
	σ_1 [KN/m ²]	4115,770	1775,790	1016,915		
	N (kN)	N ₁	1202,14	724,49	337,91	
		N ₂	400,713	241,498	112,638	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30,05	18,11	8,45	
		A _{v2}	10,02	6,04	2,82	
	A _{vi} (cm ²)		21,81	16,71	11,48	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	35,50	22,29	11,32	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	10,02	10,22	5,69	
	A _{min} (cm ²)		10,22	14,28	11,63	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,19	30,8	22,6	
		Bonde 2	14,3	14,13	14,13	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA16	2x 10HA14	2x10HA12
			Bonde 2	2x9HA10	2x9HA10	2x9HA10
S _t (cm)		Bonde1	5,5 cm	5,5 cm	5,5 cm	
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,84	3,91	2,30		
A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm		(A=10,05cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5.65cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1,094	0,839	0,576	
		τ_b (MPa)	1,532	1,174	0,807	
	ELS	N _s (kN)	1513,2	983,74	468,58	
		σ_b (MPa)	2,27	1,53	0,74	

Ferrailage des Voiles VL5 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,4	2,4	2,4		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,6	0,6	0,6		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5130,96	872,11	637,42		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9278,81	-4091,85	-2011,3		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V_u (kN)	330,69	182,69	173,04		
	L_t(m)	1,55	1,98	1,82		
	L_c(m)	0,85	0,42	0,58		
	d (m)	0,773	0,989	0,911		
	σ_1 [KN/m ²]	4639,405	2045,925	1005,650		
	N (kN)	N₁	1344,34	758,92	343,64	
		N₂	448,114	252,972	114,546	
	A_v (cm²)	,A_{v1}	33,61	18,97	8,59	
		A_{v2}	11,20	6,32	2,86	
	A_{vi} (cm²)	12,73	7,03	6,66		
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	36,79	20,73	10,26	
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	11,20	8,08	4,53	
	A_{min} (cm²)	10,14	12,98	11,96		
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	40,19	30,8	22,6	
		Bonde 2	20,33	14,13	14,13	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA16	2x 10HA14	2x 10HA12
			Bonde 2	2x 9HA12	2x 9HA10	2 x 9HA10
S_t (cm)		Bonde1	5,5 cm	5,5 cm	5,5 cm	
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		5,80	3,91	2,30		
A_H /nappe (cm²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm	(A=10,05cm²)	(A=10,05cm²)	(A=5.65cm²)			
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,612	0,338	0,320	
		τ_b(MPa)	0,857	0,474	0,449	
	ELS	N_s (kN)	1513,2	983,74	468,58	
σ_b(MPa)		2,19	1,47	0,72		

Ferrailage des Voiles VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,1	2,1		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,525	0,525	0,525		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1430,97	479,04	510,84		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5107,64	-3105,9	-1629,33		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	326,38	225,02	159,56		
	L _t (m)	1,64	1,82	1,60		
	L _c (m)	0,46	0,28	0,50		
	d (m)	0,820	0,910	0,799		
	σ_1 [KN/m ²]	2553,820	1552,950	814,665		
	N (kN)	N ₁	785,50	529,77	244,21	
		N ₂	261,833	176,588	81,403	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,64	13,24	6,11	
		A _{v2}	6,55	4,41	2,04	
	A _{vj} (cm ²)		12,57	8,66	6,14	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22,78	15,41	7,64	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,55	6,58	3,57	
	A _{min} (cm ²)		10,77	11,94	10,49	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27,7	27,7	12,56	
		Bonde 2	18,1	18,1	8,02	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA14	2x 9HA14	2x 8HA10
			Bonde 2	2x 8HA12	2x 8HA12	2 x 8HA8
S _t (cm)		Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm	
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,15	3,91	2,30		
A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm		(A=10,05cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5,65cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,691	0,476	0,338	
		τ_b (MPa)	0,967	0,667	0,473	
	ELS	N _s (kN)	1513,2	983,74	468,58	
σ_b (MPa)		2,46	1,66	0,81		

Ferrailage des Voiles VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,15	2,15	2,15		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,5375	0,5375	0,5375		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1261,85	3003,28	4123,88		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5391,84	-4766,02	-4330,86		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	295,35	173,11	122,14		
	L _t (m)	1,74	1,32	1,10		
	L _c (m)	0,41	0,83	1,05		
	d (m)	0,871	0,659	0,551		
	σ_1 [KN/m ²]	2695,920	2383,010	2165,430		
	N (kN)	N ₁	880,69	589,30	447,15	
		N ₂	293,562	196,435	149,052	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,02	14,73	11,18	
		A _{v2}	7,34	4,91	3,73	
	A _{vi} (cm ²)		11,37	6,66	4,70	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	24,86	16,40	12,35	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,34	6,58	4,90	
	A _{min} (cm ²)		11,43	8,66	7,23	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27,7	20,36	20,36	
		Bonde 2	18,1	18,1	18,1	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA14	2x 9HA12	2x 9HA12
			Bonde 2	2x 8HA12	2x 8HA12	2x 8HA12
S _t (cm)		Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm	
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,53	3,91	2,30		
A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm		(A=10,05cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5.65cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,611	0,358	0,252	
		τ_b (MPa)	0,855	0,501	0,353	
	ELS	N _s (kN)	1513,2	983,74	468,58	
σ_b (MPa)		2,41	1,63	0,79		

Ferrailage des Voiles VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	1	1	1		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5821,35	3614,12	2946,11		
	σ_{min} [KN/m ²]	-8222,1	-5114,79	-3538,93		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	1687,74	1362,92	770,22		
	L _t (m)	2,34	2,34	2,18		
	L _c (m)	1,66	1,66	1,82		
	d (m)	1,171	1,172	1,091		
	σ_1 [KN/m ²]	4111,050	2557,395	1769,465		
	N (kN)	N ₁	1805,19	1123,90	724,21	
		N ₂	601,730	374,633	241,402	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	45,13	28,10	18,11	
		A _{v2}	15,04	9,37	6,04	
	A _{vi} (cm ²)		64,98	52,47	29,65	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	61,37	41,22	25,52	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	15,04	22,48	13,45	
	A _{min} (cm ²)		15,37	15,38	14,32	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	62,82	50,26	27,7	
		Bonde 2	20,33	27,7	20,33	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA20	2x 8HA20	2x 9HA14
			Bonde 2	2x 9HA12	2x 9HA14	2 x 9HA12
S _t (cm)		Bonde1	5,5 cm	7 cm	7 cm	
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8,78	3,91	2,30		
A _H /nappe (cm ²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm		(A=10,05cm ²)	(A=10,05cm ²)	(A=5.65cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1,875	1,514	0,856	
		τ_b (MPa)	2,625	2,120	1,198	
	ELS	N _s (kN)	1513,2	983,74	468,58	
σ_b (MPa)		1,39	0,92	0,44		

Ferrailage des Voiles VT4 :

Caractéristiques géométriques	L (m)	2,8	2,8	2,8		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,7	0,7	0,7		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	5226,78	2768,41	2366,93		
	σ_{min} [KN/m²]	-9077,01	-5380,66	-3165,32		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V_u (kN)	1128,69	891,57	546,61		
	L_t(m)	1,78	1,85	1,60		
	L_c(m)	1,02	0,95	1,20		
	d (m)	0,888	0,924	0,801		
	σ_1 [KN/m²]	4538,505	2690,330	1582,660		
	N (kN)	N₁	1512,04	932,59	475,40	
		N₂	504,014	310,864	158,468	
	A_v (cm²)	A_{v1}	37,80	23,31	11,89	
		A_{v2}	12,60	7,77	3,96	
	A_{vi} (cm²)	43,45	34,33	21,04		
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	48,66	31,90	17,15	
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	12,60	16,35	9,22	
	A_{min} (cm²)	11,66	12,13	10,51		
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	50,26	36,18	22,6	
		Bonde 2	20,33	20,33	14,13	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA20	2x 9HA16	2x 10HA12
			Bonde 2	2x 9HA12	2x 9HA12	2 x 9HA10
S_t (cm)		Bonde1	7 cm	7 cm	5,5 cm	
		Bonde 2	7 cm	7 cm	7 cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		6,66	3,91	2,30		
A_H /nappe (cm²)		10,05	7,70	5,65		
Choix des barres/nappe (cm²)		5HA16/nappe	5HA16/nappe	5HA12/nappe		
ep =20cm		(A=10,05cm²)	(A=10,05cm²)	(A=5.65cm²)		
Armature transversal	4 Epingles HA8/m²					
contrainte	τ_u(MPa)	1,792	1,415	0,868		
	τ_b(MPa)	2,508	1,981	1,215		
ELS	N_s (kN)	1513,2	983,74	468,58		
	σ_b(MPa)	1,91	1,28	0,62		

Tableau VI-3- Tableaux de ferrailage des voiles longitudinales et transversales .

Chapitre VII
Etude du voile péréphérique

VII. / Etude du Voile périphérique :**1. Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;

Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

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.

2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3,06$ m.
- La longueur $L=4,25$ m.
- L'épaisseur $e=25$ cm.

3. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $20KN/m^3$.
- L'angle de frottement 18.
- La cohésion $c=0$ bar.

4. Evaluation des charges et surcharges :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

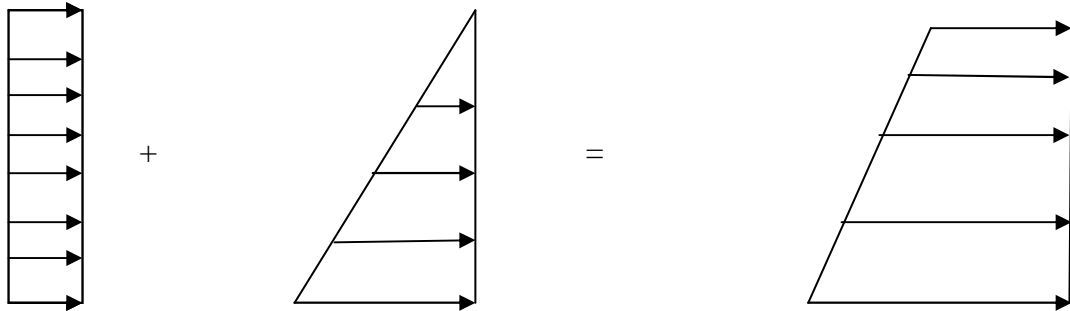
$$Q = 5,278 \text{ KN/ml}$$

5. Ferrailage du voile périphérique :

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

$\sigma (Q)$ $\sigma (G)$ $\sigma_{\min} = 1,5Q = 7,917 \text{KN/ml}$



$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 51,522 \text{KN/ml}$$

Figure. VII.11. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 51,522 + 7,917)}{4} = 40,619 \text{KN/m}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 40,619 \text{KN/ml}$$

on prend le plus Pour le ferrailage grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06\text{m} \quad b = 100\text{m}$$

$$L_y = 4,25\text{m} \quad e = 25\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,25} = 0,72 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

4. Calcul des moments isostatiques :

$$\bullet \text{ ELU : } \rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,464 \end{cases}$$

$$M_{Ox} = \mu_x q l_x^2 = 25,02 \text{KN.m}$$

$$M_{Oy} = \mu_y M_{Ox} = 0,464 \times 25,02 = 11,60 \text{KN.m}$$

➤ **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 25,02 = 12,51 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 25,02 = 21,26 \text{ m}$

➤ **Sens YY :**

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 11,60 = 5,8 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 11,60 = 9,86 \text{ KN.m}$

➤ **Détermination des armatures :**

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

$$d = 22 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \times h = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{st}}$$

sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
X-X	appuis	12,51	0,018	0,392	SSA	0,991	1,64	2,5	6HA14
	travée	21,26	0,030	0,392	SSA	0,985	2,81	2,5	6HA14
Y-Y	appuis	5,8	0,008	0,392	SSA	0,996	0,76	2,5	6HA14
	travée	9,86	0,014	0,392	SSA	0,993	1,29	2,5	6HA14

Tableau. VII-1- Ferrailage du voile périphérique.

➤ **Espacements**

Sens x-x : $St \min (2 e ; 25cm)=15cm$ $St=15cm$.

Sens y-y : $St \min (2 e ; 25cm)=15cm$ $St=15cm$. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

➤ **Vérifications a l'ELU:**

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b}, 4MPa \right)$

On a :

$$V_{ux} = \frac{qu \times Lx}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 \times Ly^4} = \frac{40,619 \times 3,06}{2} \times \frac{4,25^4}{3,06^4 \times 4,25^4} = 0,70$$

$$V_{uy} = \frac{qu \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{Lx^4 \times Ly^4} = \frac{40,619 \times 4,25}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 \times 4,25^4} = 0,26$$

Donc:

$$\tau_{ux} = \frac{700}{100 \times 220} = 0,031 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{260}{100 \times 220} = 0,011 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Vérifications a l'ELS:**

$$\sigma_{max} = G+Q=37,578KN/m^2$$

$$\sigma_{min}=Q=5.278 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max}+\sigma_{min}).1m}{4} = \frac{(3 \times 37,578+5,278)}{4} = 29,50KN/m$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 29,50 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.72 \rightarrow \begin{cases} u_x=0.0719 \\ u_y=0.608 \end{cases}$$

$$M_{Ox} = \mu_x q l_x^2 = 25,29N.m$$

$$M_{Oy} = \mu_y M_{Ox} = 0.608 \times 25,29 = 15,39KN.m$$

➤ **Correction des moments :**

- **Sens XX :**

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 25,29 = 12,65 \text{KN.m}$

En travée $M_t = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 25,29 = 21,49 \text{KN.m}$

- **Sens YY :**

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y} = 0.5 \times 15,39 = 7,69 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 15,39 = 13,08 \text{KN.m}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **-Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \text{ Avec } \sigma_s = \frac{Ms}{\beta d A_s}$$

sens	zone	A_s (cm ²)	Ms(KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
X-X	appuis	9,23	12,65	0.42	0.979	223,1	16,99	0,076	15	vérifiée
	travée	9,23	21,49	0.42	0.975	185	28,97	0,156	15	vérifiée
Y-Y	appuis	9,23	7,69	0.42	0.979	223,1	5,73	0,067	15	vérifiée
	travée	9,23	13,08	0.42	0.975	185	9 ;78	0,139	15	vérifiée

Tableau. VII-2- Vérification des contraintes dans le béton.

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Chapitre VIII
Etude de l'infra-structure

VIII-1 / Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sol de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

a) Choix et type de fondations :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage .
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure ; L'économie

b) Etude de sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

VIII.1.1 : Dimensionnement :

a) Semelle isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

➤ Homothétie des dimensions :

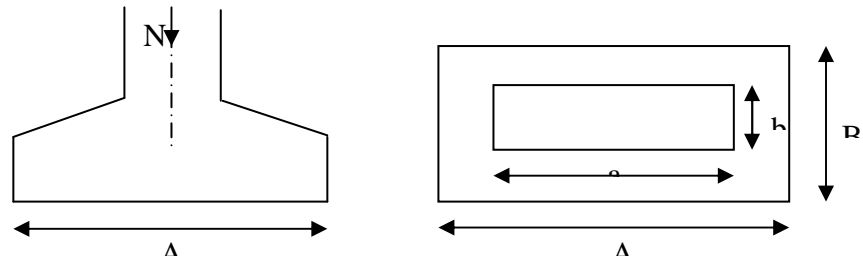
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

$$K = \frac{40}{50} = 0,8$$

D'où

$$A = k \times B$$

Aors :



$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k \times \bar{\sigma}_{sol}}}$$

Fig. VIII.1. Dimension d'une fondation.

- **Exemple de calcul:**

$$N_s = 1288,35 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1288,35}{0,8 \times 200}} = 2,83 \text{ m} \Rightarrow A = 0,8 \times B = 2,26 \text{ m}$$

- **Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :: $N = 1.35G + 1.5Q.$

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et **Q** : Charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	1651,34	3,10	2,66	8,25
V _{L2}	1493,03	2,60	2,87	7,46
V _{L3}	1493,04	1	7,46	7,46
V _{L4}	1653,46	2,30	3,59	8,25
V _{L5}	1470,63	2,40	3,06	7,34
				Σ=38,76

Tableau .VIII.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	1653,46	2,10	3,93	8,25
V _{T2}	1470,63	2,15	3,42	7,35
V _{T3}	2034,76	4	2,54	10,16
V _{T4}	2034,76	2,80	3,63	10,16
				Σ=35,92

Tableau. VIII . 2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 74,68 m²**.

$$S = \sum S_i = 74,68 \text{ m}^2$$

2. Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etapas de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

• **Exemple de calcul :**

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
A	1310,4	0,75	982,8	1,36
B	1288,35	1,26	1623,32	2,083
C	1127,23	1,01	1138,50	1,702
D	1493,04	-14,5	-21649,08	0,799
E	782,79	1,18	923,69	1,913
F	749,02	0,92	689,09	1,528
Σ	6750,83		-16291,68	9,385

Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

$$R = \sum N_s = 6750,83KN .$$

1) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \rightleftarrows e = -2.41m.$$

2) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -2,41m < \frac{L}{6} = \frac{17,55}{6} = 2,92m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6750,83}{17,55} \times \left(1 - \frac{6 \times (-2,41)}{17,55}\right) = 701,59 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6750,83}{17,55} \times \left(1 + \frac{6 \times (-2,41)}{17,55}\right) = 67,72 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6750,83}{17,55} \times \left(1 + \frac{3 \times (-2,41)}{17,55}\right) = 255,54 \text{ KN/m}$$

2) Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{255,54}{200} = 1,28 \text{ m } \mathbf{B=1.80 \text{ m}}$$

$$S = B \times L = 1,8 \times 17,55 = 31,59 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times S_p + S_v$$

Avec:

n: nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 6 \times 17,55 \times 1,80 + 74,68$$

$$\mathbf{S_T=264,22 \text{ m}^2}$$

- **Remarque :**

$$S_{\text{bat}} = 400,03 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{264,22}{400,03} = 0,66 \Rightarrow 66\%$$

\rightleftarrows La surface totale des semelles représente 60 % de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

C : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

C.1) Pré dimensionnement du radier :

➤ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

L_{max} : Portée maximale (L_{max} = 4,25m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,25}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,84 \text{ m}$$

On opte pour **h = 100 cm**.

• Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (h_{min} ≥ 25 cm)

• Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 53,125\text{cm} \leq h \leq 85\text{cm}$$

$$L_{\max} = 425\text{cm}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 80\text{cm}$** .

b. Sous poteaux :➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{425}{20} = 21,25\text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_d = 25\text{ cm}$$

➤ Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 80\text{ cm}$$

➤ la largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 32\text{cm} \leq b_n \leq 56\text{cm}$$

$$\text{On prend : } b_n = 50\text{cm}$$

❖ Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de nervure : **$h_n = 80\text{ cm}$**
- Hauteur total du radier : **$h = 100\text{ cm}$**
- Largeur de la nervure : **$b_n = 50\text{cm}$**
- Hauteur de la dalle : **$h_d = 25\text{cm}$**

1) Détermination des efforts :

Sachant que $S_{\text{bat}} = 400,03\text{m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

- **Charge permanente :** $G_{bat} = 51707,87\text{KN}$
 - **Surcharge d'exploitation :** $Q_{bat} = 8225\text{KN}$
- } D'après ETABS

$$\text{ELU : } N_U = 1.35G + 1.5Q = 82143,12 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_S = G + Q = 59932,87\text{KN}$$

2) Calcul de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{SOL}} = \frac{82143,12}{1.33 \times 200} = 308,80\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{SOL}} = \frac{59932,87}{200} = 299,66\text{m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 308,80\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 400,03\text{m}^2 > S_{rad} = 308,80 \text{ m}^2$$

- Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\right) = 40\text{cm};$$

$$\text{Soit : } L_{deb} = 50 \text{ cm.}$$

$$S_{deb} = P \times L_{deb} + 4 \times L_{deb}^2 = 250 \times 0.5 + 4 \times 0.5^2 = 126 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 400.03 + 126 = 526.03 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} = 526,03\text{m}^2.$$

$$\diamond \text{ Poids du bâtiment : } P_{bat} = 54399,88\text{KN}$$

❖ Poids de radier :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 526,03 \times 0.25 \times 25 = 3287,68 \text{ KN}$$

- Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{nerv} = 0.5 \times (0.8 - 0.25) \times 7260 = 1996,5\text{KN}$$

- Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (G_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum (Lx.n + Ly \times m) = 0.5 \times 290,4 = 145,2 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (526,03 - 145,2) \times 0,25 \times 17 = 1618,52 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \cdot \rho_{dalle\ flottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle\ flottante} = 526,03 \times 0,15 \times 25 = 1972,61 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = 3287,68 + 1996,5 + 1618,52 + 1972,61 = 8875,31 \text{ KN.}$$

- Charge permanente de bâtiment : $G = 51707,87 \text{ KN.}$
- Charge permanente du radier : $G = 9409,25 \text{ KN.}$

a) **Surcharges d'exploitations :**

- Surcharge de bâtiment : $Q = 8225 \text{ KN.}$
- Surcharge du radier : $Q = 0,5 \times 526,03 = 263,015 \text{ KN.}$

b) **Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 51707,87 + 9409,25 = 61117,06 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 8225 + 263,015 = 8488,015 \text{ KN.}$$

A l'ELU :

$$N_u = 1.35XG + 1.5XQ = (1.35X61117,06) + (1.5X8488,015) = 95240,05 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 61117,06 + 8488,015 = 69605,11 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications :**

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 0.9h_d = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{95240,05 \times 1}{526,03} \times \frac{4,25}{2} = 384,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{384,74 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :**➤ Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 526,03 \times 0,8 = 6312,36 \text{ KN.}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = ,08 \text{ m}$),

$$P = 54399,88 \text{ KN} > 6312,36 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,405 ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8,467 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_{xx} + S_i (X_i - X_G)^2] = 86192,96 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_{yy} + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 26831,88 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

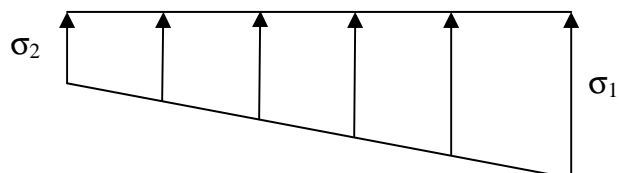


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{-ELU : } \sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{-ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 0,2MPa \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 0,266MPa$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x = 85536,035 + (3136,73 \times 0,8) = 88045,419 \text{KN.m}$$

$$M_y = 5267,337 + (3610,83 \times 0,8) = 8156,001 \text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$\text{- A'ELU: } M_x = 88045,419 \text{KN.m}, \quad N_u = 95240,05 \text{KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{95268,156}{526,03} + \frac{88045,419}{26831,88} \times 12,405 = 0,221 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{95268,156}{526,03} - \frac{8156,001}{26831,88} \times 12,405 = 0,140 \text{MPa}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,221) + 0,140}{4} = 0,200 \text{MPa}; \quad 1.33 \times \sigma_{sol} = 0,266 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = 0,200 \text{MPa} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 0,266 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{- A'ELS: } M_x = 88045,419 \text{KN.m} \quad N_s = 69605,11 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69605,11}{526,03} + \frac{88045,41}{26831,88} \times 12,405 = 0,173 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69605,11}{526,03} - \frac{88045,41}{26831,88} \times 12,405 = 0,091 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,173) + 0,091}{4} = 0,153 \text{MPa}; \quad \sigma_{sol} = 0,2 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = 0,153 < \sigma_{sol} = 0,2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$\text{- A'ELU: } M_y = 8156,001 \text{KN.m} \quad N_u = 95240,05 \text{KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{95240,05}{526,03} + \frac{19205,14}{86192,96} \times 8,461 = 0,182 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{95240,05}{526,03} - \frac{19205,14}{86192,96} \times 8,461 = 0,179 \text{MPa}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,182) + 0,179}{4} = 0,174 \text{ MPa} ; 1,33 \times \sigma_{sol} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,174 \text{ MPa} < 1,33 \times \sigma_{sol} = 0,266 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS :** : $M_y = 8156,001 \text{ KN.m}$ $N_s = 69605,11 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69605,11}{526,03} + \frac{8156,001}{86192,96} \times 8,461 = 0,134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69605,11}{526,03} - \frac{8156,001}{86192,96} \times 8,461 = 0,130 \text{ Pa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,134) + 0,130}{4} = 0,133 \text{ MPa} ; \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,133 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	
X-X	0,221	0,140	0,200	0,173	0,091	0,153	vérifiée
Y-Y	0,182	0,790	0,174	0,134	0,130	0,133	vérifiée

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes.

VIII.2 : Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastres sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \Rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

2^{ème} cas :

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}; \text{ et } M_{0y} = 0$$

➤ **Moments fléchissant :**

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- **A l'ELU :** $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(0,1897; 0,174) = 0,200 \text{ MPa}$

- **A l'ELS :** $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(0,109; 0,133) = 0,153 \text{ MPa}$

D'où :

- **E.L.U :** $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 200 - \frac{8875,31}{526,03} = 183,12 \text{ KN/m}^2$

- **E.L.S :** $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 153 - \frac{8875,31}{526,03} = 136,12 \text{ KN/m}^2$

VIII.2.1. Ferrailage de la dalle :

a) **Identification du panneau le plus sollicité :**

- **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 4 \text{ m} \\ l_y = 4,25 \text{ m} \end{cases}$

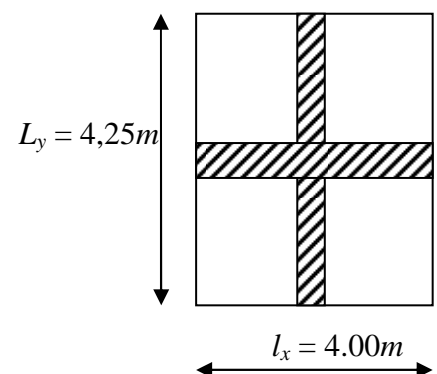
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,00}{4,25} = 0,94$$

$$0,4 \leq \rho = 0,94$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations:**

On a : $\rho = 0,94$



- A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

- A l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,906 \end{cases}$$

➤ **Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

b) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = 0,0419 \times 183,12 \times (4)^2 = 122,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,864 \times 122,76 = 106,03 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 122,76 = 92,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 0,75 \times 106,03 = 79,52 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 122,76 = 61,38 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 106,03 = 53,01 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$;

➤ **Sections minimales :**

Sens (I_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec : Pour HA FeE400 : } \omega_0 = 0,8\%$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 25 \times \left(\frac{3 - 0,94}{2} \right) = 2.06 \text{ cm}^2$$

• **Sens (I_y) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \quad \Rightarrow \quad A_y^{min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{ET} \quad A_y^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{61,83 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.090 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.953$$

$$A_x^a = \frac{61,83 \times 10^6}{0.953 \times 220 \times 348} = 8,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm < min {3 h ; 33 cm} \Rightarrow Condition vérifiée

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{53,01 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.077 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9595$$

$$A_y^a = \frac{53,01 \times 10^6}{0.9595 \times 220 \times 348} = 7,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^a = 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm < min {3h ; 45 cm} \Rightarrow Condition Vérifiée.

➤ **Ferraillage en travées :**

- **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{92,07 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.134 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.928$$

$$A_x^t = \frac{92,07 \times 10^6}{0,928 \times 220 \times 348} = 12,95$$

Soit : $A_x^t = 6HA20 = 18,84 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 15 cm < min {3 h ; 33 cm} \Rightarrow Condition Vérifiée.

- Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{79,52 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,116 < 0,392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_y^t = \frac{79,52 \times 10^6}{0,938 \times 220 \times 348} = 11,07 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 15 cm < min {4 h ; 45 cm} \Rightarrow Condition Vérifié

- Tableau récapitulatif :

Sens		M_u (KN.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	A_s	S_t
X-X	Appuis	61,83	0,090	0,392	SSA	0,953	8,47	2,06	6HA16	12,06	15
	Travée	92,07	0,134		SSA	0,928	12,96	2,06	6HA20	18,84	15
Y-Y	Appuis	53,01	0,077		SSA	0,9595	7,22	2	6HA14	9,23	15
	Travée	79,52	0,116		SSA	0,938	11,07	2	6HA16	12,06	15

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_y \geq A_{min}$

Sens		A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	12,06	2,06	Condition vérifiée
	Travée	18,84	2,06	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	9,23	2	Condition vérifiée
	Travée	12,06	2	Condition vérifiée

Tableau .VIII.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

c) Vérification à l'ELS

❖ Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0491 \times 136,12 \times (4)^2 = 106,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0,906 \times 106,94 = 96,88 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 106,94 = 80,205 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 0,75 \times 96,88 = 72,66 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 106,94 = 53,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 96,88 = 48,44 \text{ KN.m}$$

- ❖ **-Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{Ms}{\beta d A_s}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms(KN.m)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	9,23	53,47	0,420	0,9001	35,05	278,54	348	7,94	15	Cv
	Travée	18,84	80,205	0,856	0,8684	23,016	192	348	8,34	15	Cv
Y _y	Appuis	9,23	48,44	0,420	0,9001	30,05	278,54	348	7,94	15	Cv
	travée	12,06	72,66	0,548	0,8895	30,245	173,94	348	7,55	15	Cv

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

- **Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VIII.5.2. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

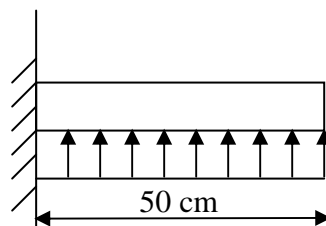


Figure VIII.5 : Schéma statique débords.

1. Sollicitation de calcul :❖ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u \times 1m = 183,2 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-183,2 \times 0,5^2}{2} = -22,89 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s \times 1m = 136,12 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-136,12 \times 0,5^2}{2} = -17,015 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 22 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 22,89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,89 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9835$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,89 \times 10^6}{0,9835 \times 220 \times 348} = 3,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 3,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4HA12 = 4,52 cm²**. Avec un espacement de 25 cm.

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 220 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,65 < 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2}.$$

4. Vérification à l'ELS :• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 22} = 0,205 \rightarrow \beta_1 = 0,927 \rightarrow k_1 = 53,49$$

$$M_x = 17,015 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{st} = \frac{17,015 \times 10^6}{0,927 \times 220 \times 452} = 184,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 3,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.2.2 : Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le

Diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

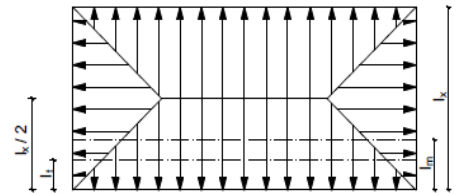


Figure VIII.5: Répartition trapézoïdale.

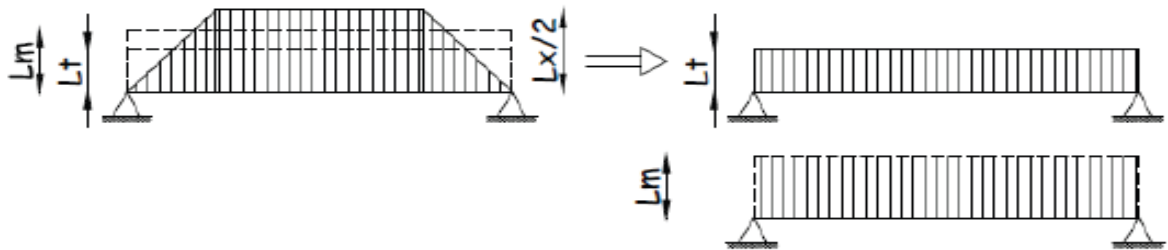


Figure VIII.6: Présentation des chargements simplifiés.

a) Détermination des sollicitations :

- ELU

$$q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 168,60 \text{ KN/m}^2$$

- ELS

$$q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 121,60 \text{ (KN/m}^2$$

- Remarque :

- Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\begin{array}{l}
 \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)} \\
 \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)} \\ \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)} \right\} \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = 0.352 \times l_x} \\
 \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = 0.278 \times l_x}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = 0.352 \times l_x} \\ \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = 0.278 \times l_x} \end{array}} \right\} \text{ pour une charge triangulaire}$$

Sens longitudinale :

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.20	4,25	0.75	Triangulaire	1.12	0.88	168,60	121,60	188,83	377,66	136,19	272,38	148,37	296,74	107	214
	2	3.20	4.00	0.8	Triangulaire	1.12	0.88	168,60	121,60	188,83		136,19		148,37		107	
b-c	1	4.00	4,25	0.94	Triangulaire	1.40	1.11	168,60	121,60	236,04	472,08	170,24	340,48	187,15	374,3	134,98	275,96
	2	4.00	4.00	1.00	Triangulaire	1.40	1.11	168,60	121,60	236,04		170,24		187,15		134,98	
C-D	1	3.60	4,25	0.84	Triangulaire	1.26	1.00	168,60	121,60	212,436	424,87	153,22	306,44	168,6	337,20	121,6	243,20
	2	3.60	4.00	0.90	Triangulaire	1.26	1.00	168,60	121,60	212,436		153,22		168,6		121,6	
D-E	1	3.10	4,25	0.72	Triangulaire	1.09	0.86	168,60	121,60	183,77	367,54	132,54	265,08	144,1	288,2	104,58	209,16
	2	3.10	4.00	0.77	Triangulaire	1.09	0.86	168,60	121,60	183,77		132,54		144,1		104,58	
E-F	1	3.60	4,25	0.84	Triangulaire	1.26	1.00	168,60	121,60	212,436	424,87	153,22	306,44	168,6	337,20	121,6	243,20
	2	3.60	4.00	0.9	Triangulaire	1.26	1.00	168,60	121,60	212,436		153,22		168,6		121,6	
F-G	1	4.00	4,25	0.94	Triangulaire	1.40	1.11	168,60	121,60	236,04	472,08	170,24	340,48	187,15	374,3	134,98	275,96
	2	4.00	4.00	1.00	Triangulaire	1.40	1.11	168,60	121,60	236,04		170,24		187,15		134,98	
G-F	1	3.20	4,25	0,75	Triangulaire	1.12	0.88	168,60	121,60	188,83	377,66	136,19	272,38	148,37	296,74	107	214
	2	3.20	4.00	0.8	Triangulaire	1.12	0.88	168,60	121,60	188,83		136,19		148,37		107	

Tableau VIII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Qum	ΣQ_{um}	Qsm	ΣQ_{sm}	Qut	ΣQ_{ut}	Qst	ΣQ_{st}
1-2	1	4.00	4.00	1	trapézoïdale	1.408	1.11	168,60	121,60	237,38	451,50	171,21	325,64	187,15	355,75	134,97	256,57
	2	3.60	4.25	0.85	trapézoïdale	1.27	1.00	168,60	121,60	214,12		154,43		168,60		121,60	
2-3	1	2.80	4.00	0.70	trapézoïdale	0.99	0.78	168,60	121,60	166,91	333,82	120,38	240,76	168,60	300,11	94,85	189,70
	2	2.80	3.60	0.77	trapézoïdale	0.99	0.78	168,60	121,60	166,91		120,38		131,51		94,85	
3-4	1	4.00	4.00	1	trapézoïdale	1.408	1.11	168,60	121,60	237,39	451,51	171,21	325,64	187,15	355,75	134,97	256,57
	2	3.60	4.00	0.9	trapézoïdale	1.27	1.00	168,60	121,60	214,12		154,43		168,60		121,60	
4-5	1	2.80	4.00	0.70	trapézoïdale	0.99	0.78	168,60	121,60	166,91	333,82	120,38	240,76	131,51	263,02	94,85	189,70
	2	2.80	3.60	0.77	trapézoïdale	0.99	0.78	168,60	121,60	166,91		120,38		131,51		94,85	
5-6	1	4.00	4.25	0.94	trapézoïdale	1.408	1.11	168,60	121,60	237,39	430,59	171,21	309,83	187,15	388,89	134,97	244,41
	2	3.25	3.60	0.90	trapézoïdale	1.14	0.90	168,60	121,60	192,20		138,62		157,74		109,44	

Tableau VIII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

➤ **Détermination des sollicitations:**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

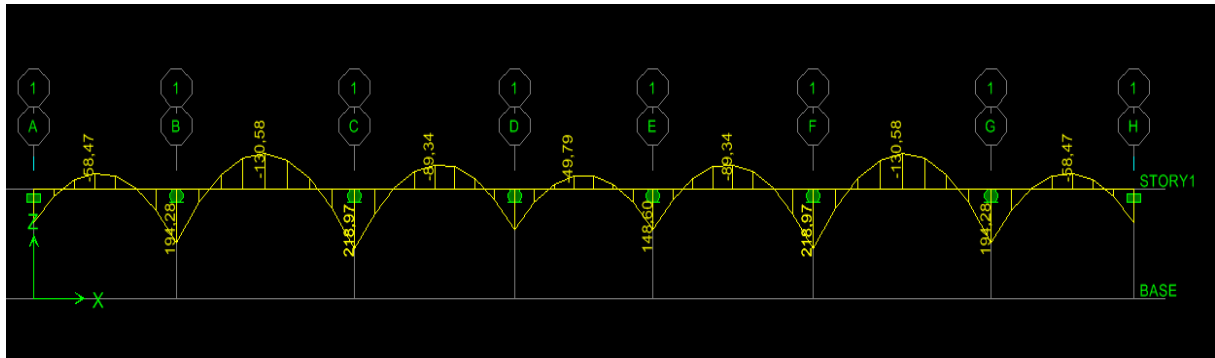
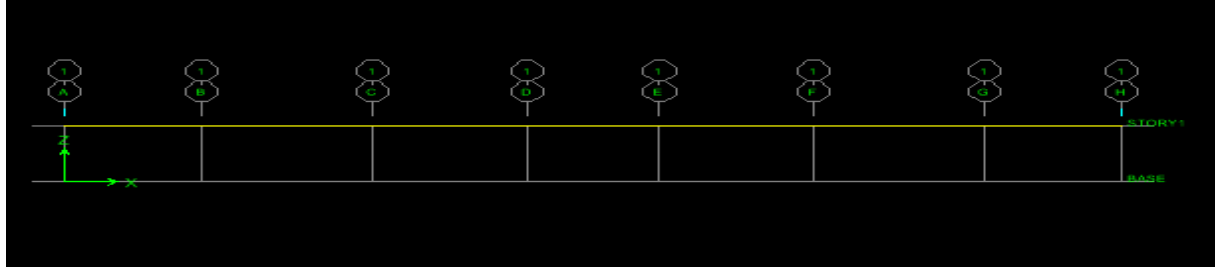


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens XX.

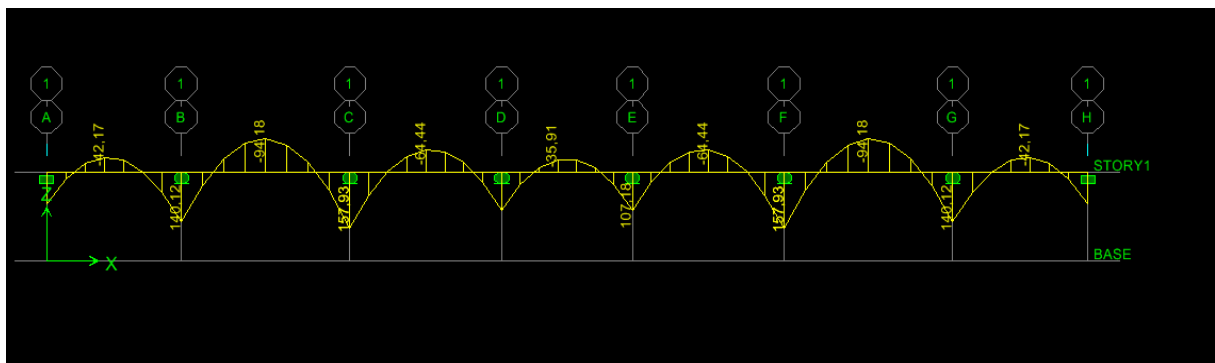


Figure VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens xx.

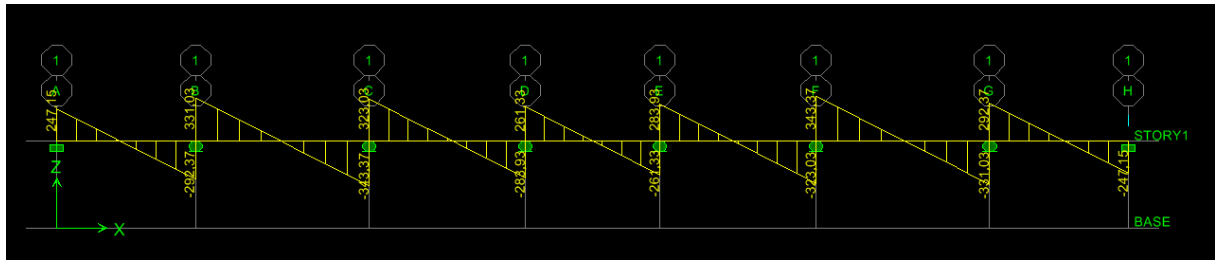


Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens XX.

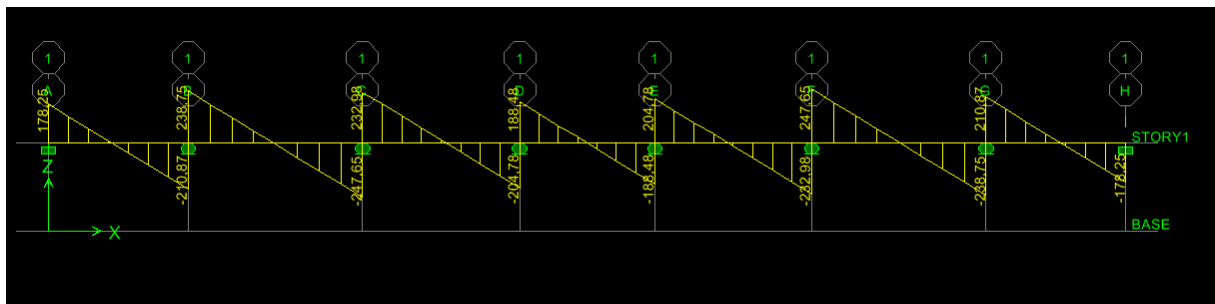


Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens XX.

Sens transversal :

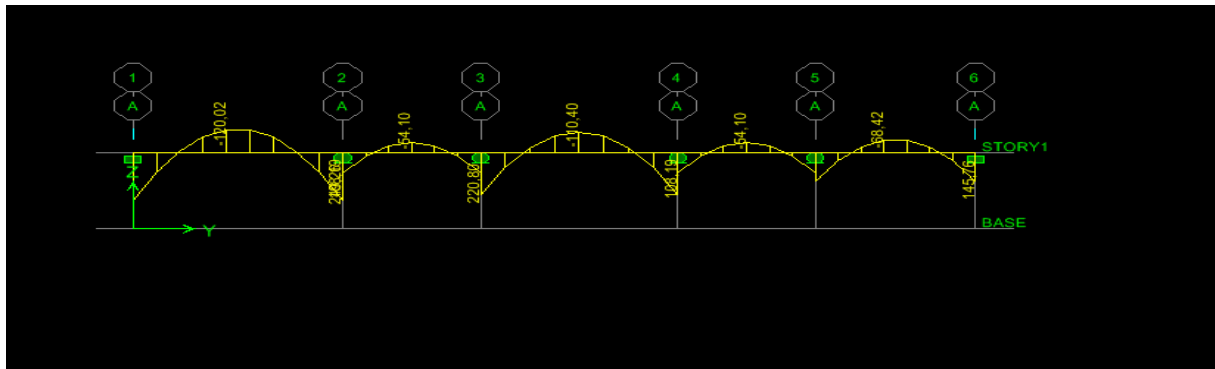


Figure VIII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens YY.

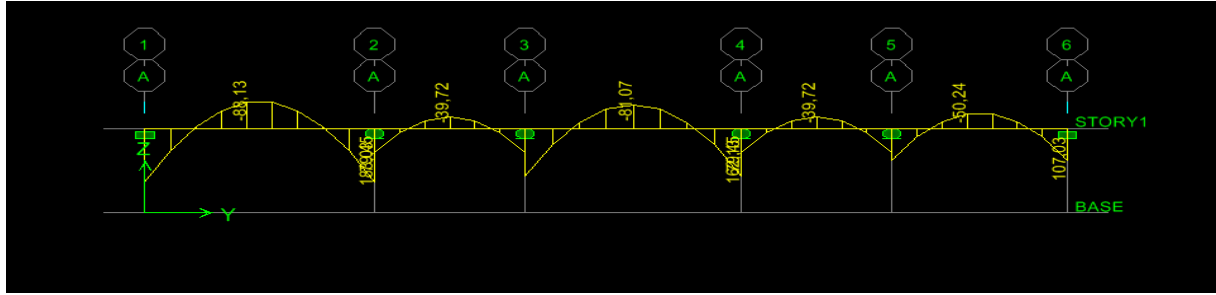


Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

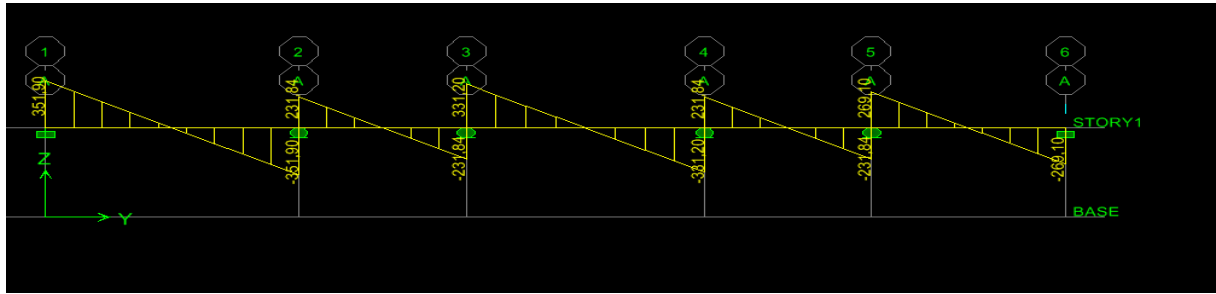


Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .

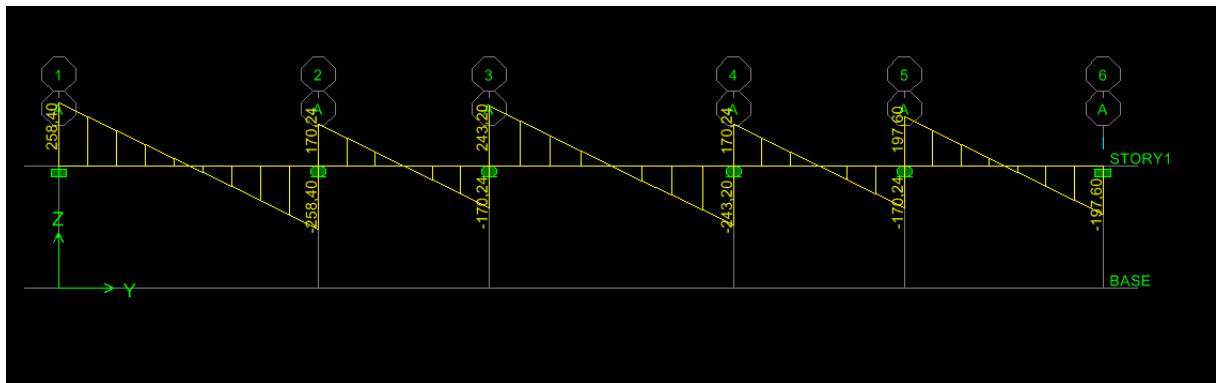


Figure VIII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

VIII .4.5.3 : Calcul du ferrailage des nervures :

$$b=50 \text{ cm} \quad d=77 \text{ cm} \quad f_{bu}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPa}$$

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax} \text{ (KN.m)}$	218,97	157,93	220,80	107,03
$M_{tmax} \text{ (KN.m)}$	130,58	94,18	145,70	88,13
$T_{max} \text{ (KN)}$	343,37	247,65	351,90	258,40

Tableau VIII-9 : Les efforts internes dans les nervures.

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.cm)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	21897	0,052	0.973	SSA	8,40	3HA20 =9.42
	Travée	13058	0.031	0.9845	SSA	4,95	3HA16 = 6.03
yy	Appuis	22080	0.052	0.973	SSA	8,47	4HA20 = 12,56
	travée	14570	0.034	0.983	SSA	5,53	4HA14 = 6,15

Tableau VIII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.**-Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{20; 24\} = 20$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

-Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

a) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{\min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4,64 \text{ cm}^2$$

➤ Sens x-x

-En appuis : $A_a = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ Sens y-y

-En appuis : $A_a = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

➤ Sens x-x

$$T_u^{\max} = 343,37 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b. d} = \frac{343,37 \times 1000}{500 \times 770} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ Sens y-y

$$T_u^{\max} = 351,90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b. d} = \frac{351,90 \times 1000}{500 \times 770} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x**

✓ **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9Xd}}{f_e/1,15} = \frac{343,37 - \frac{218,97 \times 10^2}{0,9 \times 77}}{34,8} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9,42 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 50 \times 77 \times \frac{25}{1,5} = 23100 \text{ kN} \geq 343,37 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

✓ **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9Xd}}{f_e/1,15} = \frac{351,90 - \frac{220,80 \times 10^2}{0,9 \times 77}}{34,8} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 12,56 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0,96 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 50 \times 77 \times \frac{25}{1,5} = 23100 \text{ kN} \geq 351,90 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis** (Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 2 = 18,84 \text{ cm}$$

➤ **Sens x-x**

$$\tau_{se} = \frac{343,37 \times 10}{0,9 \times 77 \times 18,84} = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens y-y

$$\sum u_i = \sum nX\pi X\phi = 4 \times 3.14 \times 2 = 25.12 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{351,90 \times 10}{0.9 \times 77 \times 25,12} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

• Vérification à L'ELS :

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

$$\text{La contrainte de traction des armatures est : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

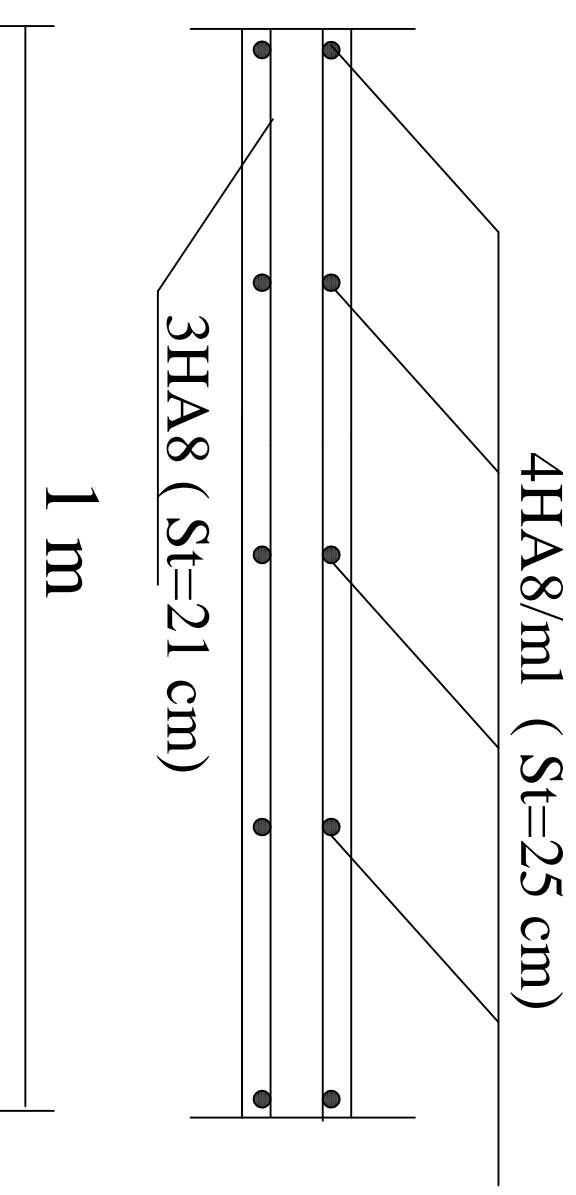
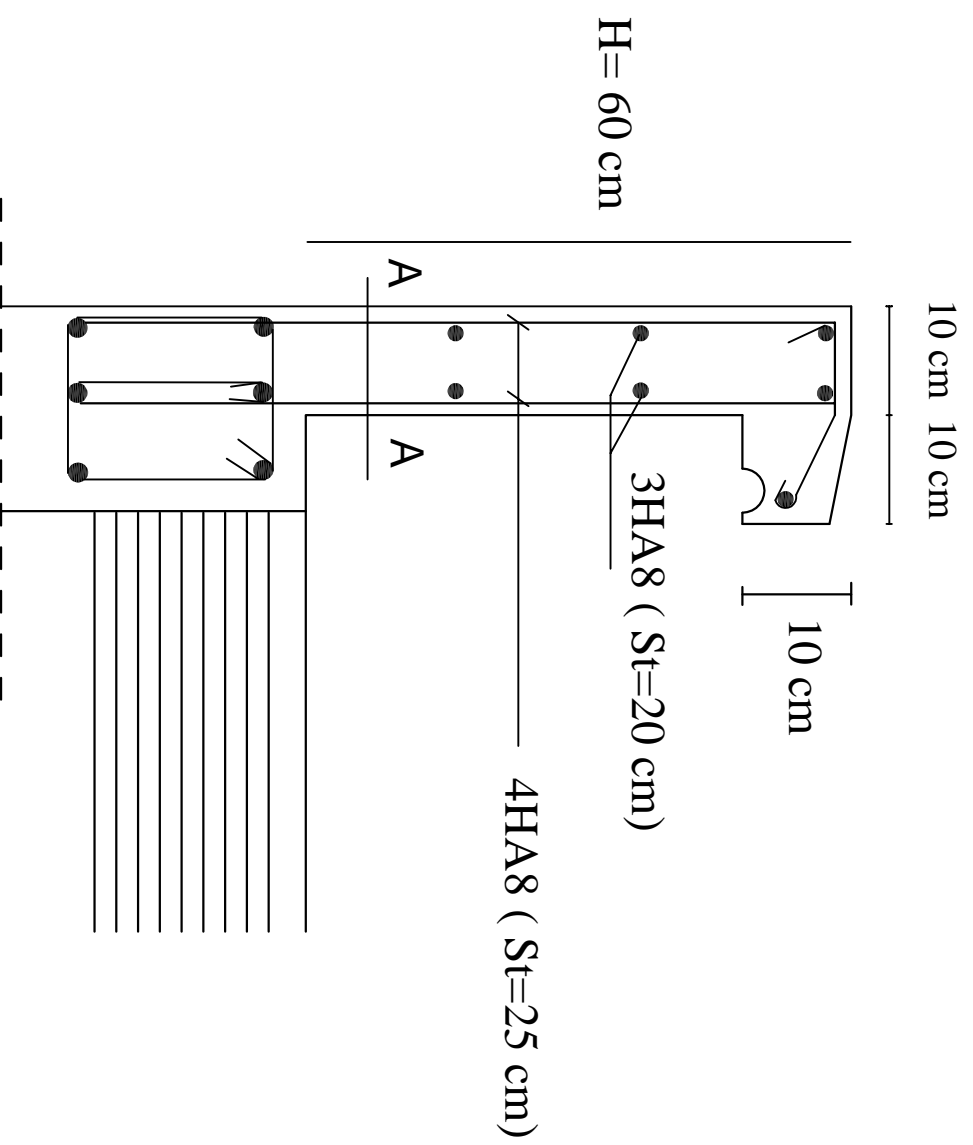
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

$$b=50 \text{ cm} \quad d=77 \quad f_{bu}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPa}$$

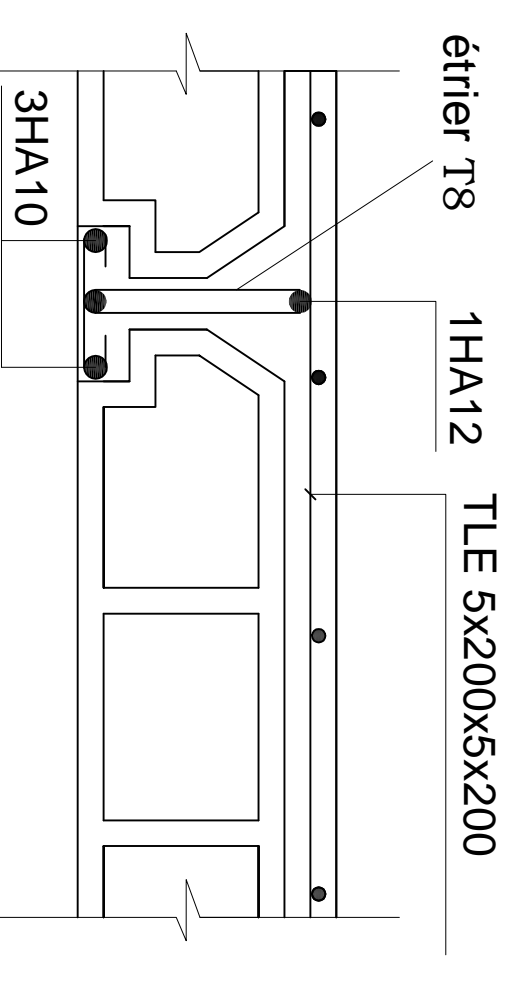
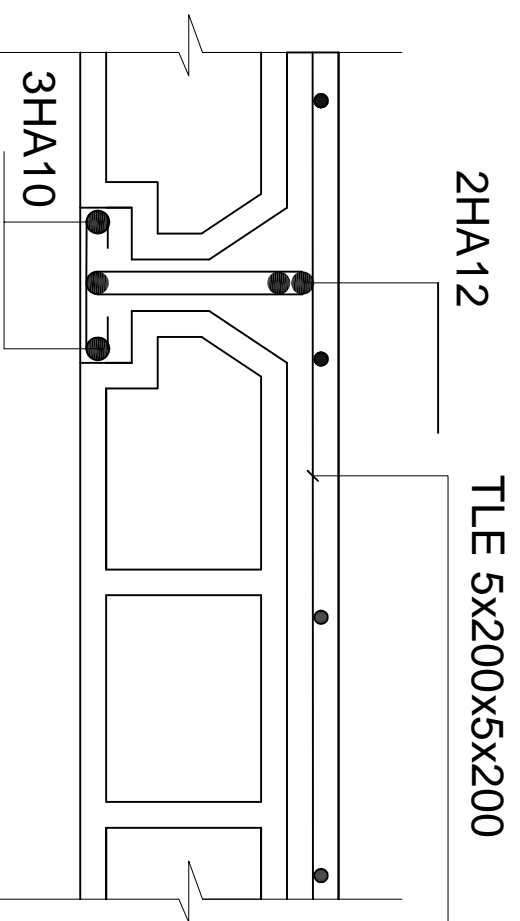
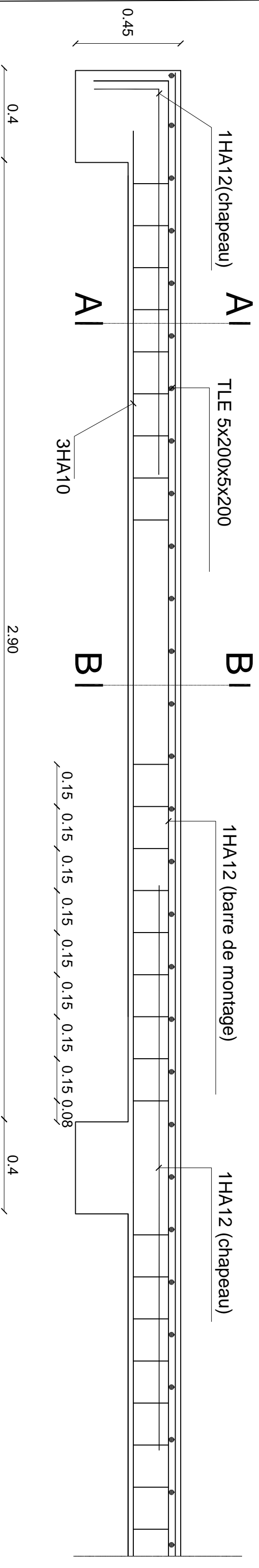
Sens	Zone	M _s	A _(ELU)	ρ ₁	α ₁	β ₁	k	σ _{st}	σ _{st} ⁻	σ _{bc}	σ _{bc} ⁻	obs
x-x	Appuis	157,93	9.42	0,326	0.2685	0.9105	40,87	179,35	348	4,39	15	vérifié
	Travée	94,18	6,03	0,159	0.1965	0.9345	61,34	213,43	348	3,48	15	vérifié
y-y	Appuis	107,03	12,56	0,326	0.2685	0,9105	40,87	121,54	348	2,97	15	vérifié
	Travée	88,13	6,15	0,159	0.1965	0.9345	61,34	199,14	348	3,25	15	vérifié

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.



Coupe A-A

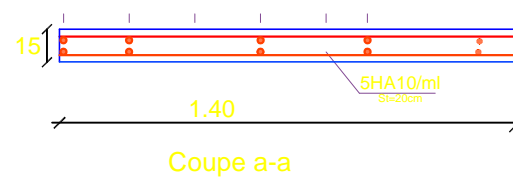
<p>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil</p>		<p>proposé par B.E.T</p>	
<p>Etudié par Melle ZIDELMAL Rachida Melle YAKER Kenza</p>	<p>Plan de Ferrailage de l'acrotère</p>		<p>Echelle: 1/50</p>
<p>Dirigé par</p>	<p>Mr ILLLOULI Saïd</p>	<p>PROMOTION 2018/2019</p>	



Coupe A-A

Coupe B-B

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle ZIDELMAL Rachida Melle YAKER Kenza	Plan de ferrailage du plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr ILLOULI Said	PROMOTION 2018/2019

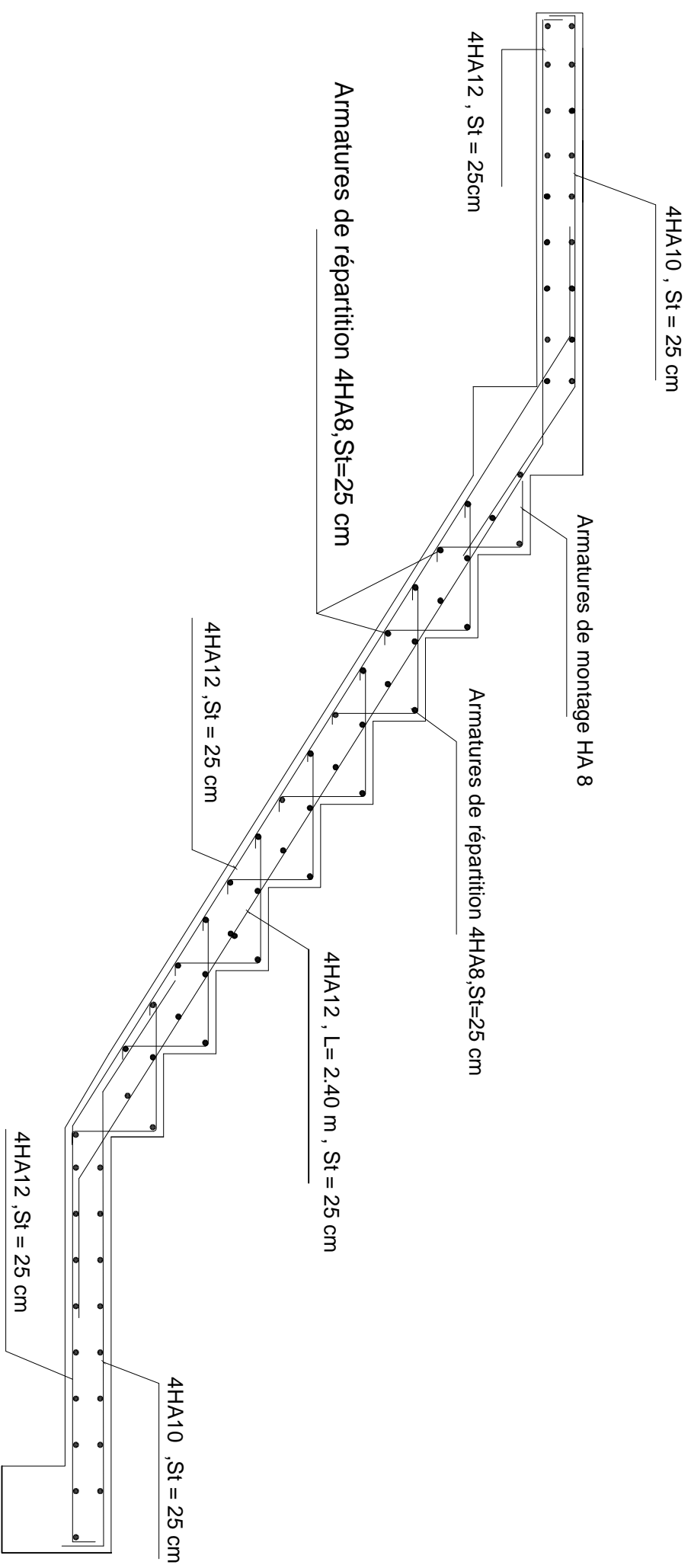


-COFFRAGE FERRAILLAGE DU BALCON-

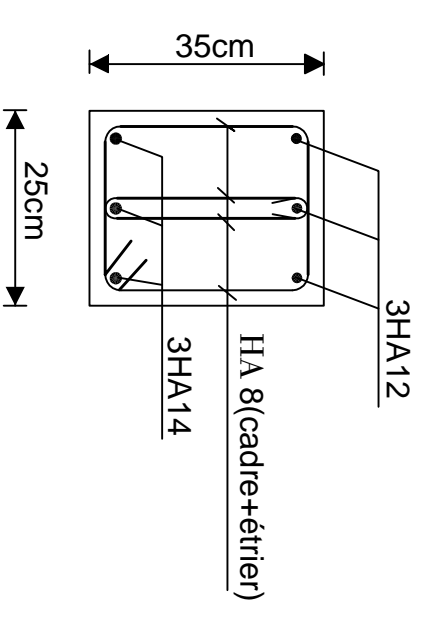
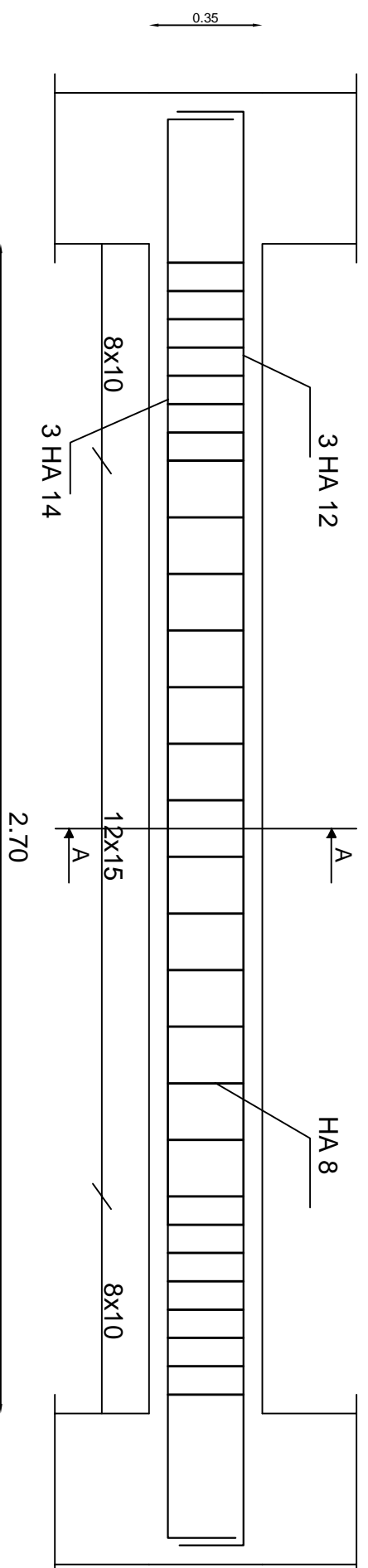
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage du balcon-

Présenté par:	Melle: YAKER KENZA Melle: ZIDELMAL RACHIDA	Plan:
Encadré par:	Mr: ILLOULI	Echelle:

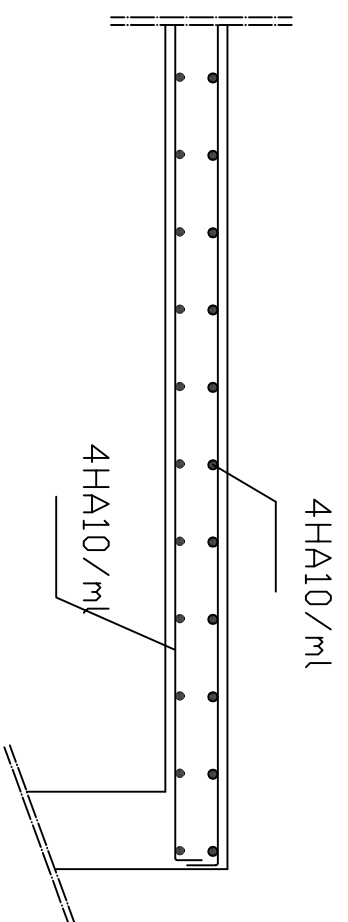


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle YAKER KENZA Melle ZIDELMAL RACHIDA	Plan de Ferrailage de l'escalier type II	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr: ILLLOULI	PROMOTION 2018/2019



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Melle: YAKER KENZA Melle: ZIDELMAL RACHIDA	Plan de Ferrailage de la poutre palière	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr : ILLLOULI	PROMOTION 2018/2019

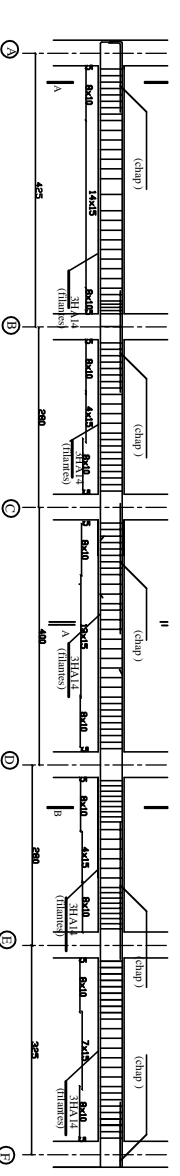


**-COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE
SENS XX ET YY-**

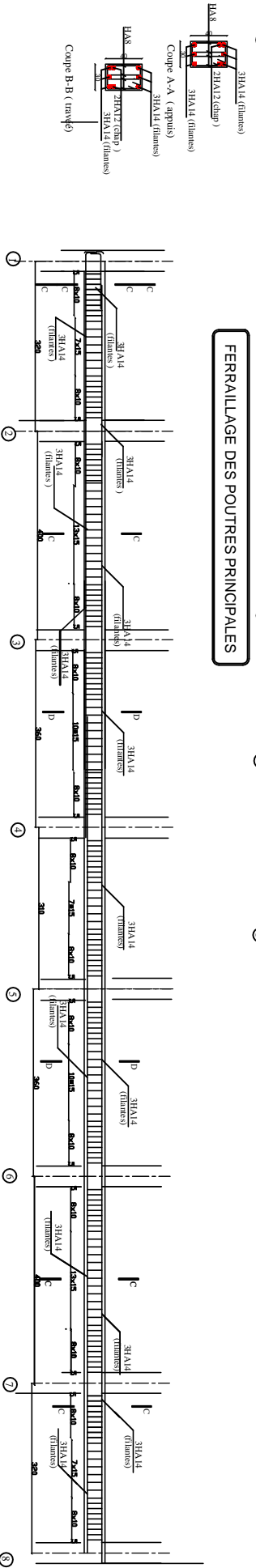
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

**-Coffrage et ferrailage de la salle machine sens
XX et YY -**

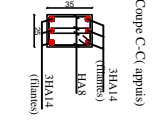
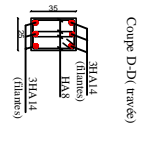
<u>Présenté par:</u>	Melle: YAKER KENZA Melle: ZIDELMAL RACHIDA	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mr : ILLLOULI	Echelle:



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

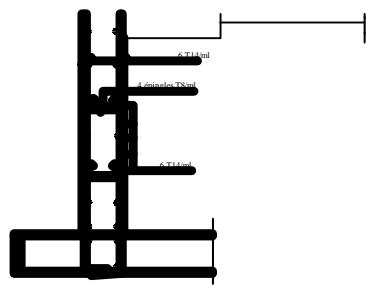


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES-PRINCIPALES		
PRESENTÉ PAR	M. ZERAR AGHILAS M. YAHYA OUI MERZOUK	plan
ENCADRE PAR	Mme HADDAD	Echelle





Ferraillage du voile périphérique

Ferraillage du voile périphérique	
Etude par : YAKER KENZA	2018/2019
ZIDELMAL RACHIDA	
Encadré par : ILLOULI	Echelle

Conclusion générale

Après cette étude qui m'a permis de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus et même plus que celle-ci, à cause de toutes les difficultés rencontrées et l'application inédite du logiciel de calcul "ETABS" qui m'ont incités à me documenter encore plus et élargir l'horizon de mes connaissances en Génie Civil et m'a permis aussi d'appliquer les différents règlements à savoir : « **BAEL91** », « **RPA99/version2003** » ainsi que les divers documents techniques.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

En fin j'ai constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais aussi sur sa concordance avec le côté pratique.

A terme, nous souhaitons que ce modeste travail soit pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

Emplacement des figures

Fig.1.1 : Schéma descriptif du mur extérieure.....	2
Fig.1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	4
Fig.1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	5
Fig.1.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	7
Fig. II-1 : Schématisation du plancher en corps creux.....	10
Fig. II-2 : Poutre principale	12
Fig. II-3 : Poutre secondaire.....	12
Fig. II-3-1 : Epaisseurs des voiles.....	13
Fig. II.5.1 : Loi de dégression des surcharges.....	20
Fig.III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère.....	24
Fig.III.1.2. Diagramme des efforts internes.....	24
Fig.III.1.3. Section soumise à la flexion composée.....	25
Fig. III.2.1 : Surface revenant aux poutrelles.....	33
Fig. III.2.2 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.....	34
Fig. III.2.3 : Diagramme des moments d'une poutre continue.....	37
Fig. III.2.4 : Diagramme des moments d'une poutre continue.....	40
Fig. III.2.5 : Diagramme des efforts tranchants.....	40
Fig.III.3.1: Schéma statique du balcon.....	48
Fig. III.4.1 : Schéma représentatif des escaliers.....	55
Fig. III.4.2 : Diagramme des moments et efforts tranchants.....	61
Fig. III.5.1 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU.....	71
Fig. III.5.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS.....	76
Fig.III.6.1 : Coupe schématique d'un ascenseur.....	78
Fig. .III-6-2 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen...	80
Fig. III.6.2.1 : Correction des moments aux appuis et en travée.....	83
Fig IV.1 :Identification des paramètres.....	91
Fig. IV-2 : Coupe d'un voile en plan.....	99
Fig. IV-3 : <i>Trapèze de calcul</i>	102

Emplacement des figures

<i>Fig. IV-14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).....</i>	<i>112</i>
Fig V.1 : Diagramme des efforts internes.....	123
Fig.-VI-1 -ferraillage des poutres principales.....	143
Fig.-VI-2 - ferraillage des poutres secondaires.....	143
Fig VI-1 :Caractéristiques et sollicitation de la section.....	151
Fig VI-2 : Affichage des résultat.....	151
Fig.VI.8 : Ferraillage Poteau (40x50).....	163
Fig. VI.9 : Ferraillage Poteau (35x45).....	164
Fig. VI.10 : Ferraillage Poteau (30x40).....	164
Fig. VI.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	167
Figure. VII.11 .Répartition des contraintes sur le voile.....	182
Fig. VIII.1 : Dimension d'une fondation.....	187
<i>Fig. VIII.2 : Diagramme des contraintes</i>	<i>195</i>
Figure VIII.5 : Schéma statique débords.....	202
Figure VIII.5 : Répartition trapézoïdale.....	204
Figure VIII.6 : Présentation des chargements simplifiés.....	204
Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens XX.....	208
Figure VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens xx.....	208
Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sens XX.....	209
Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sens XX.....	209
Figure VIII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens YY.....	209
Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	210
Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	210
Figure VIII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	210

Emplacement des tableaux

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers.....	6
Tableau II.4.1.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.4.1.2 :Poids propre d'étage courant.....	15
Tableau II.4.1.3 : Poids propre de la dalle pleine.....	16
Tableau II.4.1.4 : Charges revenants au mur extérieur.....	16
Tableau II.4.1.5 :Charges revenants au mur intérieures.....	17
Tableau II.4.1.6 :Charges d'exploitation.....	17
Tableau II.5.2 : Tableau de coefficient de dégression de charge.....	20
Tableau II.5.3 : Récapitulatif de la descente de charge.....	21
Tableau II.6.1 les différentes valeurs de l'élanement.....	23
Tableau III.3.1.2 : Poids propre de la dalle pleine.....	49
Tableau III.3.1.3 : Poids du garde corps.....	49
Tableau III.4.1 : Charges permanentes du palier.....	58
Tableau III.4.2 : Charges permanentes de la volée.....	58
<i>Tableau. IV-1</i> : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.....	94
<i>Tableau. IV-2</i> : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.....	94
<i>Tableau. IV-3</i> : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.....	95
<i>Tableau. IV-4</i> : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.....	96
<i>Tableau. IV-5</i> : Rigidités des portiques dans le sens X-X.....	97
<i>Tableau. IV-6</i> : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.....	98
<i>Tableau. IV-7</i> : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).....	100
<i>Tableau. IV-8</i> : Rigidité des voiles Transversales (y-y).....	100
<i>Tableau. IV-9</i> : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».....	101
<i>Tableau. IV-10</i> : section des aires et position du CDG.....	102
<i>Tableau. IV-11</i> : Inerties fictives des portiques dans le sens (X-X).....	106
<i>Tableau. IV-12</i> : Inerties fictives des portiques dans le sens (Y-Y).....	110

Emplacement des tableaux

<i>Tableau. IV-13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).....</i>	<i>112</i>
Tableau- 4 : Période et facteur de participation massique.....	126
Tableau V-2: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens XX.....	127
Tableau V-3: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens YY.....	128
Tableau. V-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base	129
Tableau V-1 : Excentricité de la structure.....	130
Tableau V-6: Les déplacements résultants de la combinaison des charges –E-.....	131
Tableau V-7: Vérification de l'effet P-Delta	132
Tableau VI.1.1. : Ferrailage des poutres principales: (40×30).....	137
Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres secondaires: (35×25).....	137
Tableau VI.1.3-Vérification du ferrailage des poutres principales a l'ELS (aux appuis)...	141
Tableau VI.1.4-Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS (en travées)...	141
Tableau VI.1.6-Vérification du ferrailage des poutres secondaires a l'ELS (aux appuis)..	142
Tableau VI.1.5-Vérification du ferrailage des poutres secondaires a l'ELS(en travées) ..	142
Tableau VI.2.5. 1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal (x-x)	152
Tableau VI.2.5. 2 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal (y-y)	153
Tableau VI.2.5.3 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens.....	154
Tableau VI.2.6.1: Sections des armatures transversales.....	156
Tableau VI.6.2 : Délimitation de la zone nodale.....	157
Tableau VI.6.3. : Vérification au cisaillement.....	158
Tableau VI.7.1.1 : Vérifications de la Condition de non fragilité.....	159
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.....	162
Tableau VI.7 : Ferrailage des poteaux.....	163

Emplacement des tableaux

Tableau VI3- Tableaux de ferrailage des voiles longitudinales et transversales.....	172à180
Tableau. VII-1- Ferrailage du voile périphérique.....	183
Tableau. VII-2- Vérification des contraintes dans le béton	185
Tableau .VIII.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.....	188
Tableau. VIII. 2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.....	188
Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	189
<i>Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes</i>	197
Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.....	201
Tableau .VIII.6 : Vérification de la condition de non fragilité.....	201
Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	202
Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	206
Tableau VIII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal.....	207
Tableau VIII-9 : Les efforts internes dans les nervures.....	211
Tableau VIII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.....	211
Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	214

Bibliographie

I -Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA99 / Version 2003**).
- Règles de conception et de calcul des structures –Béton Armé **CBA93**.
- Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91 modifié 99**.
- Documents Techniques Réglementaire **DTR B.C.2.2**.

II-Ouvrages :

- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé
D'ALBERT FUNTES.
- Formulaires du béton de **VICTOR DAVIDIVICI**.
- Les abaques de **PIGAUD**.
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.