

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'études

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en génie civil

(Système L.M.D)

Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial à ossature mixte avec L'application de l'ETABS



Proposé par : C.T.C Centre

Dirigé par : M^r KACHI

Etudié par: M^{elle} AIT YOUNES SABRINA

M^{elle} TAZIBT SAMIRA

Année 2011-2012

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord ALLAH qui nous a donné la force et le courage pour l'achèvement de ce travail, ainsi que nos parents et toute la famille qui nous a apporté tout le soutien nécessaire ainsi que leur réconfort, et qui n'ont pas cessé de nous aider durant toute la période de nos études.

Nous souhaitons aussi à remercier notre promoteur Monsieur KACHI qui n'a pas ménagé ses connaissances à notre égard et qui a toujours été présent à nos côtés.

Nous remercions également tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation. Ainsi que ceux de membre du jury, sans oublier le personnel de la bibliothèque, et aussi tous nos amis.

Samira & Sabrina

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 09

Chapitre III : Calcul des éléments 20

- III.1 Acrotère 20
- III.2 Planchers 28
- III.3 Escaliers 46
- III.4 Poutre palière 85
- III.5 Salle machine 94

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS 108

Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA 126

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux 136

- VI.1 Poutres 136
- VI.2 Poteaux 157
- VI.3 Voiles 172

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 195

Conclusion

Bibliographie

Introduction

Bâtiment (bâtisse, édifice,.....) sous ce terme, on regroupera les immeubles à usage d'habitation ou de bureaux, les écoles, les gares, les aéroports, les dépôts, les magasins, les usines, etc.

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévus (de plusieurs types) et de présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation.

Pour pouvoir concevoir des ouvrages de qualité en termes de résistance et de fonctionnement, on se base pour le calcul de leurs différents éléments sur les règles de calcul de bâtiment, notamment les documents techniques réglementaires(DTR) et les normes algériennes(NA), documents techniques unifiés (DTU) en vigueur en Algérie.

Au cours de ce travail, nous sommes intéressées à l'étude d'un bâtiment en(R+10) à usage d'habitation et commercial en se basant sur les différents règlements dans le but de dimensionner et d'armer de manière adéquate en terme de résistance et d'économie les différents éléments constitutifs de notre ouvrage, visant à assurer une protection acceptable des constructions et des vies humaines.

I.1 Description de l'ouvrage :

Le travail qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude nous a été confié par l'organisme de Contrôle Technique de la Construction (CTC) centre de wilaya de Tizi-Ouzou.

Le projet consiste en étude et calcul des éléments résistants d'une tour R+10 à ossature mixte, à usage commercial, service et habitation.

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le RPA 99 modifié en 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'importance moyenne (groupe 2), il sera composé de :

Un RDC à usage commercial.

Un étage à usage de service.

Neuf étages à usage d'habitation.

I.2 Caractéristiques géométriques:

L'ouvrage a pour dimensions :

§ Longueur totale 22,90 m.

§ Largeur totale 12,85 m.

§ Hauteur totale (y compris l'acrotère)..... 35,79 m.

§ Hauteur de l'étage courant..... 3,06 m.

§ Hauteur de RDC..... 4,59m.

I.2.1 Eléments composant la superstructure:**a) L'Ossature :**

Elle est composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portique auto stable dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre essentiellement les charges verticales et les surcharges.

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales (action sismique et vent).

b) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes servant à supporter leur poids propre et les surcharges puis les transmettent aux éléments porteurs de l'ossature, ainsi de limiter les étages et assurer une isolation thermique et phonique.

Pour notre ouvrage les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse sera équipé d'une isolation thermique d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales et d'une étanchéité multicouche.

c) Les escaliers:

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

Le type d'escalier est à marche droite, il est constitué de deux volés, paillasse et de palier en béton armé coulé sur place.

d) La maçonnerie :

Le remplissage de notre bâtiment comporte :

- Des murs extérieurs en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparés d'une lame d'air de 5cm qui assure l'isolation thermique.

- Des murs intérieurs ou murs de séparation qui sont réalisés en simple cloison de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm.

e) Les revêtements :

- **Mortier de ciment** pour les murs de façades.
- **Plâtre** pour les plafonds et les murs intérieurs.
- **Carrelage** pour les planchers et les escaliers.
- **Revêtement en céramique** pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

f) L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

g) Le coffrage :

- On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques.
- pour les voiles, on utilise un coffrage métallique tables et planches, afin de réduire le temps d'exécution.

On outre, ce type de coffrage offre d'autres avantages :

- § Réduction des opérations manuelles.
- § Réalisation rapide des travaux.
- § Sécurité des mains d'œuvre.
- § Rentabilité de chantier.

Cela justifié notre choix.

I.2.2 Les éléments composants l'infrastructure :

Le choix du type de fondation se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol, les surcharges et la contrainte admissible, elles serrant définies dans les chapitres qui suivent. D'après une étude préalable et détaillée sur le sol d'assise, l'ouvrage est fondé sur un sol rocheux d'une profondeur de 1m, La contrainte admissible du sol est prise égale à 2,5 bars.

I.3 Etats limites :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure, ou un élément de la structure, est mise hors service, c.-à-d. ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL91 (Béton Armé aux Etats Limites) basé sur la théorie des états limites.

•Etats limites ultimes (ELU) :

Un état limite ultime correspondant à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

•Etats limites de service (ELS) :

Un état limite de service correspondant aux états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure. Cet état correspond l'état limite de fissuration et de déformation (EL d'ouverture de fissures, EL de stabilité de forme, EL de non fragilité). Pour le cas de l'état limite d'ouverture des fissures on distingue trois situations possibles qui sont : fissuration préjudiciable; peu préjudiciable et fissuration très préjudiciable).

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau composite, il sera préparé suivant une étude de composition établie par un laboratoire spécialisé confectionné à base de ciment, sable, gravier et eau.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression après 28 jours de durcissement :

Notée par f_{c28} : $f_{c28}=25$ MPa

Sa résistance à jours « j » diffère de 28 jours

$$\text{- Pour } j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{- Pour } j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction à jours « j » :

(BAEL 91/Art A2.1.12)

Notée par f_{tj} : elle est conventionnellement donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour 28 jours on aura : $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPa

c) Module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » :

Il est donné par la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL 91/Art A2.1.21})$

d) Module de déformation longitudinale différée du béton « E_{vj} » :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL 91/Art A2.1.22})$$

e) Module de déformation transversale notée par « G » :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+u)}$

Avec :

E : module de YOUNG (BAEL 91/Art A2.18)

n : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal à :

$n = 0$ à l'ELU pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$n = 0.2$ à l'ELS pour le calcul en considérant le béton fissuré.

f) Contrainte admissible de compression du béton à l'ELU « f_{bc} » :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{q(g_b)} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL 91/Art A4.3.41})$$

Avec θ : coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

Il a pour valeur : $\theta = 1$: si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est comprise entre 1h et 24 heures.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à 1 h

g_b : Coefficient de sécurité :

$g_b = 1.15$ pour les situations accidentelles

$g_b = 1.5$ pour les situations durables

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $g_b = 1.5$, on aura ; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

- On utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit diagramme « parabole rectangle »

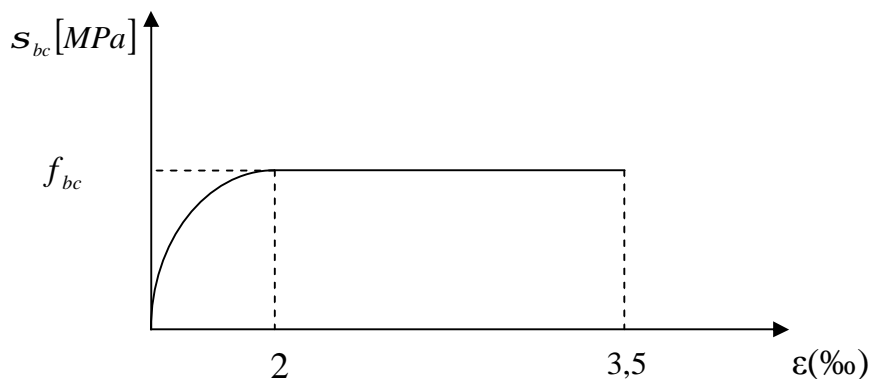


Fig.1.1 Diagramme contrainte-déformation (ELU)

La contrainte admissible du béton à l'ELS est donnée par la formule : $\overline{S}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Pour $f_{c28}=25$ MPa on aura $\overline{S}_{bc} = 15MPa$

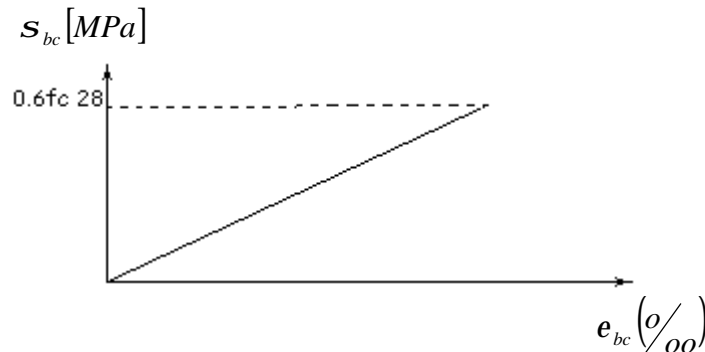


Fig.1.2 Diagramme contrainte déformation (ELS)

g) Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$t_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{g_b}, 5 [MPa] \right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$t_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{g_b}, 4 MPa \right)$$

I.4.2 Les aciers :

Dans le béton armé, les armatures utilisées sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

* des aciers à haute adhérence (HA), de nuance FeE400 et FeE500 de limites d'élasticité $f_e = 400$ MPa et $f_e = 500$ MPa respectivement.

* des aciers ronds lisses (RL), de nuance FeE 235 et FeE 215 de limites d'élasticité $f_e = 235$ MPa et $f_e = 215$ MPa.

* des treillis soudés (TS), de nuance TS520 ayant une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

a) Le module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale E_s , sera pris égal à 2×10^5 MPa pour tous les aciers utilisés. (BAEL 91/Art A.2.2.1)

b) La contrainte limite dans les aciers : (BAEL 91 Art A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s : \text{coefficient de sécurité dans les aciers}$$

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

Pour les aciers à haute adhérence :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Pour les aciers ronds lisses :

$$f_e = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 204 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 235 \text{ MPa}$$

Pour les treillis soudés :

$$f_e = 520 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 452.17 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 520 \text{ MPa}$$

Le diagramme simplifié est adopté vis-à-vis des justifications de contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures à l'ELS :

a- Fissurations peu nuisibles :

Pour les éléments intérieurs ; aucune vérification à effectuer.

b- Fissurations préjudiciables :

Pour les éléments exposés aux intempéries il faut avoir :

$$\sigma_s \leq \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{h \cdot f_{t28}})$$

(BAEL 91 Art A.4.5.33)

c- Fissurations très préjudiciables :

Pour les éléments exposés à un milieu agressif (l'atmosphère marine, les acides, les gaz) il faut avoir :

$$\sigma_s \leq \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{h \cdot f_{t28}})$$

(BAEL 91 Art A.4.5.32)

$\eta = 1$: pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1.6$: pour les aciers de haute adhérence ($\varnothing \geq 6\text{mm}$).

Avec : η : coefficient de fissuration relative.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés

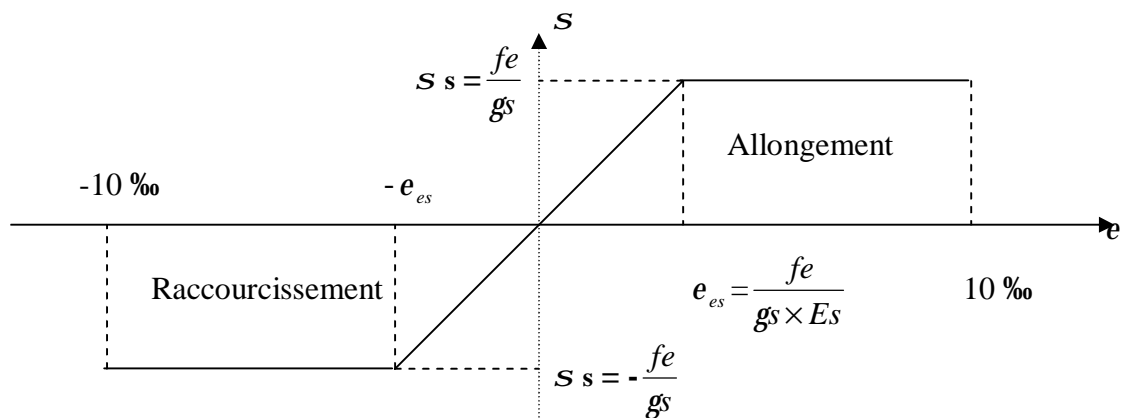


Fig.1.3 Diagramme contrainte déformation pour les aciers

I.4.3 Protection des armatures : (BAEL91/4.5.3.3).

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

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

Introduction :

Dans ce deuxième chapitre, après avoir définir les différentes caractéristiques de notre structure (géométriques et les caractéristiques des matériaux), nous exposons le pré-dimensionnement des différents éléments porteurs de l'ouvrage qui faisant partie du système de contreventement, tel que les planchers, les poutres, les poteaux, et les voiles en se basant sur les règles du RPA99 version 2003, et BAEL91.

II.1 Les planchers :

Les planchers sont en corps creux associés à des poutrelles disposées suivant le sens parallèle à la plus petite portée.

L'épaisseur du plancher doit être choisie telle que les déformations restent suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction.

La hauteur totale du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{\max} = 340 - 30 = 310\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{310}{22,5} = 13,77\text{cm}$$

On adopte : $h_t = 20\text{cm}$ \longrightarrow corps creux (16+4)

II.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments (poteaux).

Les dimensions transversales des poutres seront données par les formules suivantes :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L : portée max entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Vérifications :

D'après les prescriptions préconisées par le règlement parasismique, les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes:

- | | | |
|--------------------------------------|---|------------------|
| 1. Hauteur : $h \geq 30\text{cm}$ | } | (RPA99-Art7.5.1) |
| 2. Largeur : $b \geq 20\text{cm}$ | | |
| 3. Le rapport : $\frac{h}{b} \geq 4$ | | |
| 4. $b_{\max} \leq 1,5 + b_1$ | | |

a) Poutres principales : (transversales)

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \quad \Rightarrow \quad 26 \leq h \leq 39 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h=40 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } b=30 \text{ cm}$$

D'où la section des poutres principale est de: **(bxh) = (30x40) cm²**

Vérifications relatives aux exigences du RPA99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Poutres secondaires : (longitudinales)

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad \Rightarrow \quad 20,67 \leq h \leq 31 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h=35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } b=30 \text{ cm}$$

D'où la section des poutres secondaires est de: **(bxh) = (30x35) cm²**

Vérifications relatives aux exigences du RPA99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \dots\dots\dots 35/30 = 1,16 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

II.3 Les voiles :

Nouveaux éléments porteurs attribués dans les structures en zones sismiques suite aux recommandations de RPA99 version 2003.

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur chantier, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (fonction de contreventement), et d'autre part à reprendre une partie des charges verticale (fonction porteuse).

L'épaisseur minimale doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions aux extrémités comme indiqué à la figure.

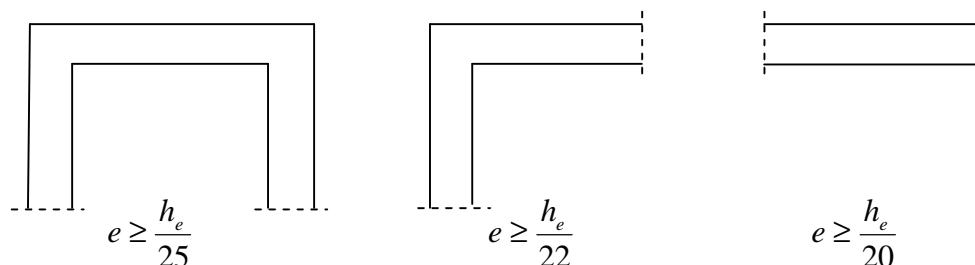


Fig. II.1 : Coupe des voiles en plan

Avec : $h_e = h - e_p$

h_e : hauteur du voile.

h : hauteur d'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

a) RDC:

$$h_e = 459 - 20 = 439\text{cm}$$

$$e \geq h_e/20 = 439/20 = 21,95\text{cm} \longrightarrow e \geq 21,95\text{cm}$$

On prend **$e=25\text{cm}$**

b) Etage courant:

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

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,30\text{cm} \longrightarrow e \geq 14,3\text{cm}$$

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

Pour qu'un voile puisse assurer la fonction de contreventement, sa longueur **L** doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

Conclusion :

Les dimensions des voiles sont conformes au RPA99, donc elles sont retenues définitivement.

II.4 Les poteaux :

Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend les charges normales. Cependant la section calculée n'est pas définitive tant que les autres vérifications vis-à-vis des autres sollicitations ne sont pas faites.

Ainsi, la section des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_{\max} / \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

S : section du poteau considéré.

N_{\max} : effort normal maximal agissant à la base du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS égal à 15MPa.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit les plus sollicitées (à la verticale) et on leur affecte une descente des charges, on calcule alors la section de ses poteaux et on généralise la plus importante des sections calculées par niveau sur l'ensemble des autres poteaux.

Ainsi, pour la structure étudiée ; le poteau le plus sollicité est le poteau C4.

▼ Descente de charges :

II.4.1 Détermination des charges et surcharges :

On tenant compte de DTR B.C.2.2

⇒ Charges permanentes G :

a) Plancher terrasse non accessible :

1. Couche de gravillon (ep=5cm).....	1,00 KN/m ²
2. Etanchéité multicouche (ep=2cm).....	0,12 KN/m ²
3. Béton en forme de pente (ep=7cm).....	1,54 KN/cm ²
4. Feuille de polyane.....	0,01 KN/m ²
5. Isolation thermique (liège) (ep= 4cm).....	0,16 KN/m ²
6. Plancher en corps creux (ep=20cm).....	2,85 KN/m ²
7. Enduit plâtre (ep=2cm).....	0,20 KN/m ²
	G=5,88 KN/m²

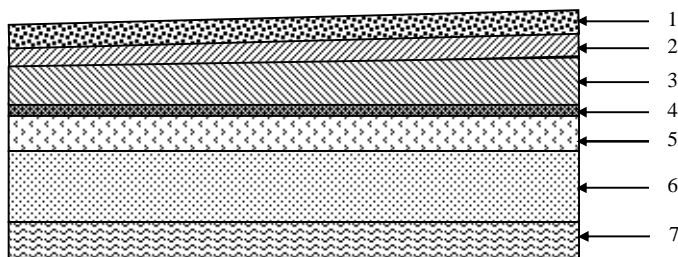


Fig. II.2 Coupe verticale du plancher terrasse

b) Plancher étage courant :

1. Revêtement en carrelage (ep=2cm).....	0,40 KN/m ²
2. Mortier de ciment (ep=2cm).....	0,40 KN/m ²
3. Couche de sable (ep=2cm).....	0,36 KN/m ²
4. Plancher en corps creux (ep=20cm).....	2,85 KN/m ²
5. Enduit en plâtre (ep=2cm).....	0,20KN/m ²
6. Cloison en brique creuse (ep=10cm).....	0,90KN/m ²
	G=5,11 KN/m²

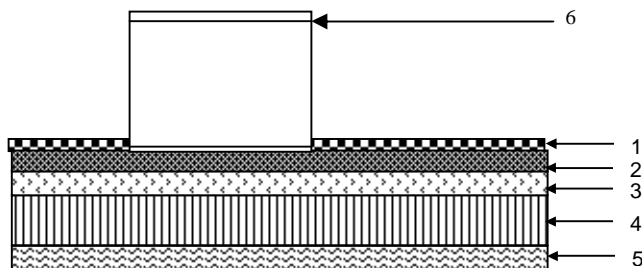


Fig. II.3 Coupe transversale du plancher courant

c) La maçonnerie :

• Murs extérieurs :

1. Enduit en ciment (ep=2cm).....	0,40 KN/m ²
2. Briques creuses (ep=10cm).....	0,90 KN/m ²
3. Lampe d'aire (ep=5cm).....	/
4. Briques creuses (10cm).....	0,90 KN/m ²
5. Enduit plâtre (ep=2cm).....	0,20 KN/m ²
	G=2,40 KN/m²

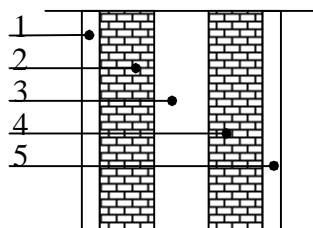


Fig. II.4 Coupe verticale d'un mur extérieur

• Murs intérieurs :

1. Enduit plâtre (ep=2cm).....	0,20 KN/m ²
2. Briques creuses (ep=10cm).....	0,90 KN/m ²
3. Enduit plâtre (ep=2cm).....	0,20 KN/m ²
	G= 1,30 KN/m²

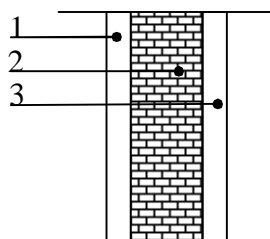


Fig. II.5 Coupe verticale d'un mur intérieur

⇒ Charges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible.....Q= 1,00 KN/m²
- Plancher étage courant.....Q= 1,50 KN/m²
- Plancher étage serviceQ= 2,50 KN/m²

II.4.2 Surface d'influence :

SC4 = SC4 (plancher) + SC4 (escalier)

- **SC4 (plancher) :**

$$S = \left[\frac{(3,40 + 3,30)}{2} - 0,25 \right] \times \left[\left(\frac{1,60}{2} \right) - \frac{0,25}{2} \right] + \left[\left(\frac{4,20}{2} \times \frac{3,40}{2} \right) - 0,25 \right] = 5,41 m^2$$

- **SC4 (escalier) :**

$$S = \frac{1}{4} [(3,30 \times 4,20) - 0,25] = 3,40 m^2$$

$$SC4 = 8,81 m^2$$

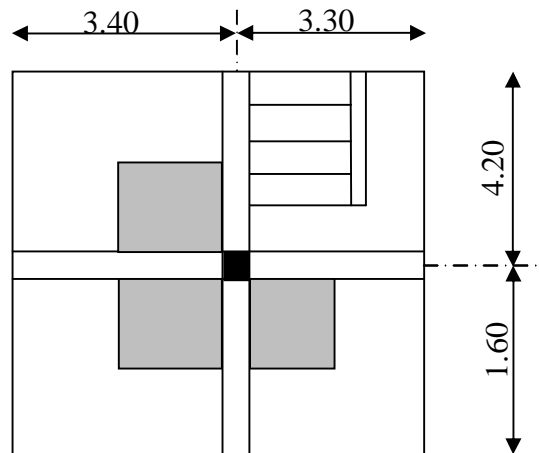


Fig. II.6 Surface revenant au poteau C4

II.4.3 Calcul du poids propre des éléments :

a) **Planchers :**

- Plancher terrasse inaccessible : $5,88 \times 8,81 = 51,80 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $5,11 \times 8,81 = 45,02 \text{ KN}$

b) **Poutres :**

- Poutres principales : $0,3 \times 0,4 \times 25 \times (4,20 + 1,60)/2 - 0,25 = 8,45 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times (3,40 + 3,30)/2 - 0,25 = 8,55 \text{ KN}$

Poids totale des poutres : 17,00 KN

c) **Poteaux :**

Dans un premier temps, nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA99 qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

- Poteau étage courant : $(0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$
- Poteau RDC : $(0,25 \times 0,25 \times 4,59) \times 25 = 7,17 \text{ KN}$

II.4.4 Charges d'exploitation :

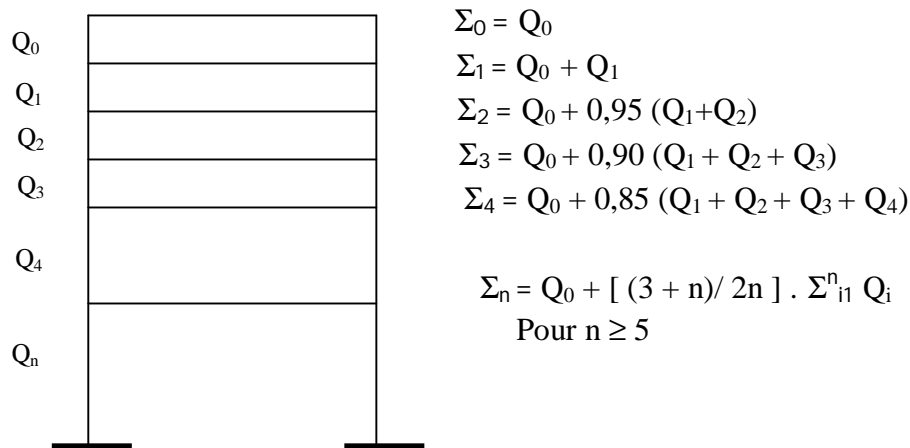
- Plancher terrasse inaccessible : $1,00 \times 8,81 = 8,81 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $1,50 \times 8,81 = 13,22 \text{ KN}$
- Plancher étage service : $2,50 \times 8,81 = 22,03 \text{ KN}$

II.4.5 Lois de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique. Dans ce cas on suppose que toutes les charges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers (BAEL99).

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

II.4.6 Calcul des surcharges cumulées selon la loi de dégression :



$Q_0 = 1 \times 8,81$	$= 8,81 \text{ KN}$
$Q_1 = 8,81 + 13,22$	$= 22,03 \text{ KN}$
$Q_2 = 8,81 + 0,95(13,22 \times 2)$	$= 33,93 \text{ KN}$
$Q_3 = 8,81 + 0,90(13,22 \times 3)$	$= 44,50 \text{ KN}$
$Q_4 = 8,81 + 0,85(13,22 \times 4)$	$= 53,76 \text{ KN}$
$Q_5 = 8,81 + 0,80(13,22 \times 5)$	$= 61,69 \text{ KN}$
$Q_6 = 8,81 + 0,75(13,22 \times 6)$	$= 68,30 \text{ KN}$
$Q_7 = 8,81 + 0,71(13,22 \times 7)$	$= 74,51 \text{ KN}$
$Q_8 = 8,81 + 0,69(13,22 \times 8)$	$= 81,78 \text{ KN}$
$Q_9 = 8,81 + 0,67(13,22 \times 9)$	$= 88,53 \text{ KN}$
$Q_{10} = 8,81 + 0,65(13,22 \times 9 + 2,5 \times 8,81)$	$= 100,46 \text{ KN}$

Les résultats trouvés sont repris dans le tableau suivant :

NIV	Charges permanentes(KN)					Charges d'exploitation(KN)			Effort normal(KN)	Section des poteaux(cm ²)	
	Gplan	Gpout	Gpot	G	Gcum	Coef	Qplan	Qcum	Gc + Qc	Scalculée	Sadoptée
10	51,80	17,00	4,78	73,58	73,58	1	8,81	8,81	82,39	54,93	35x35
9	45,02	17,00	4,78	66,80	140,38	1	13,22	22,03	162,41	108,27	35x35
8	45,02	17,00	4,78	66,80	207,18	0,95	13,22	33,93	241,11	160,74	35x35
7	45,02	17,00	4,78	66,80	273,98	0,90	13,22	44,50	318,48	212,32	35x35
6	45,02	17,00	4,78	66,80	340,78	0,85	13,22	53,76	394,54	263,03	35x35
5	45,02	17,00	4,78	66,80	407,58	0,80	13,22	61,69	468,88	312,59	35x35
4	45,02	17,00	4,78	66,80	474,38	0,75	13,22	68,30	542,68	361,79	35x35
3	45,02	17,00	4,78	66,80	541,18	0,71	13,22	74,51	615,69	410,46	35x35
2	45,02	17,00	4,78	66,80	607,98	0,69	13,22	81,78	689,76	459,84	40x40
1	45,02	17,00	4,78	66,80	674,78	0,67	13,22	88,53	763,31	508,87	40x40
RDC	45,02	17,00	7,17	69,19	743,97	0,65	22,03	100,46	844,43	562,95	40x40

Tableau II.1 : descente de charges sur le poteau C4

II.4.7 Vérification:**Ø Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 [Art.7.4]:**

Pour la zone I et II :

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

 \Rightarrow Condition vérifiée.

$$-\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$$

Pour le RDC:

$$-\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour le reste des étages :

$$-\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

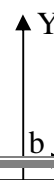
$$-\frac{1}{4} < \frac{he}{20} < 4 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Vérification au flambement:

Un élément en B.A peut être flambé à tout moment sous un effort de compression centré ou excentré, si $I \leq 50$

$$I = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_o}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7L_o}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0,7L_o \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Avec :



L_f : Longueur de flambement.

L_o : Hauteur du poteau délimité par les deux faces supérieures de deux planchers successifs.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section transversale du poteau.

$$I = 2,42 \cdot \frac{L_o}{h}$$

ü Poteau de RDC : ($L_o = 459$ cm)

$$\rightarrow I = (2,42 \times 459) / 40 = 27,77 < 50$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

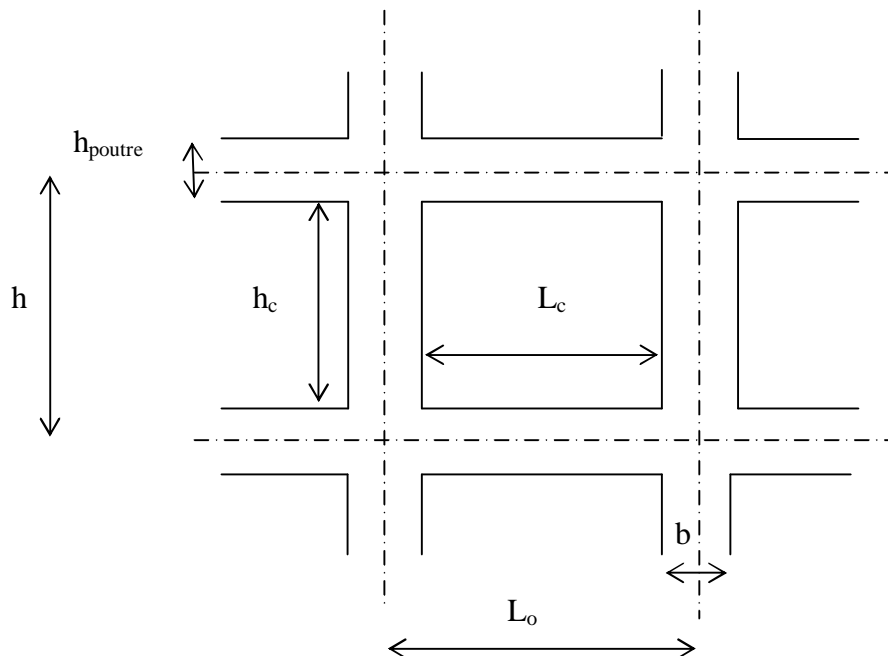
ü Poteau d'étage : ($L_o = 306$ cm)

$$\rightarrow I = (2,42 \times 306) / 35 = 21,16 < 50$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : le non flambement des poteaux est vérifié.

Ø Vérification de la rigidité:



$$- K_{Poteau} = \frac{I_{Poteau}}{h_c} \quad \text{avec :} \quad h_c = h - h_{Poutre}$$

$$I_{Poteau} = \frac{axb^3}{12}$$

$$- K_{Poutre} = \frac{I_{Poutre}}{L_c} \quad \text{avec :} \quad L_c = L_o - b_{Poteau}$$

$$I_{Poutre} = \frac{bxh^3}{12}$$

ü RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :

Les dimensions de la poutre : (b= 30 cm, h= 40 cm).

Les dimensions du poteau : (a= 40 cm, b= 40 cm).

$$\bullet \quad I_{Poteau} = \frac{axb^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$h_c = h - h_{Poutre} = 459 - 40 = 419 \text{ cm}$$

$$K_{Poteau} = \frac{I_{Poteau}}{h_c} = \frac{213333,33}{419} = 509,15 \text{ cm}^3$$

$$\bullet \quad I_{Poutre} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$L_c = L_o - b_{Poteau} = 420 - 40 = 380 \text{ cm}$$

$$K_{Poutre} = \frac{I_{Poutre}}{L_c} = \frac{160000}{380} = 421,05 \text{ cm}^3$$

Pour que la rigidité soit vérifiée, il faut que : $\frac{K_{Poteau}}{K_{Poutre}} > 1$

$$\rightarrow \frac{K_{Poteau}}{K_{Poutre}} = \frac{509,15}{421,05} = 1,21 > 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

De même façon, on procède pour les autres étages, on trouve comme résultats ce qui suit :

ü 3^{ème} au 10^{ème} étage :

Les dimensions de la poutre : (b= 30 cm, h= 40 cm).

Les dimensions du poteau : (a= 35 cm, b= 35 cm).

$$\bullet \quad I_{Poteau} = \frac{axb^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 cm^4$$

$$h_c = h - h_{Poutre} = 306 - 40 = 266 cm$$

$$K_{Poteau} = \frac{I_{Poteau}}{h_c} = \frac{125052,08}{266} = 470,12 cm^3$$

$$\bullet \quad I_{Poutre} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 cm^4$$

$$L_c = L_o - b_{Poteau} = 420 - 35 = 385 cm$$

$$K_{Poutre} = \frac{I_{Poutre}}{L_c} = \frac{160000}{385} = 415,58 cm^3$$

$$\rightarrow \frac{K_{Poteau}}{K_{Poutre}} = \frac{470,12}{415,58} = 1,13 > 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les sections adoptées pour les poteaux sont convenables.

Introduction :

Dans cette partie d'étude; on présentera le calcul des éléments non-structuraux de l'ouvrage qui contrairement aux poutres poteaux et voiles, qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure et donner lieu à des désordres importants. Ces éléments participent à la fois à l'ensemble de la structure, qui peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul se fera conformément au règlement BAEL91.

III.1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, destiné à assurer la sécurité au niveau du plancher terrasse, il forme un écran évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher, son ferrailage se calcul sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son propre poids.
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M). Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

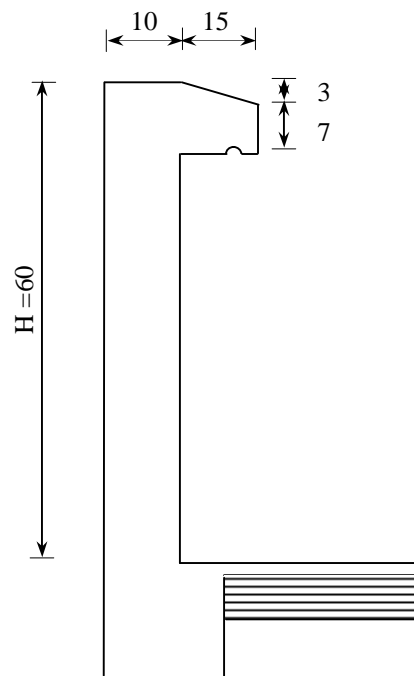
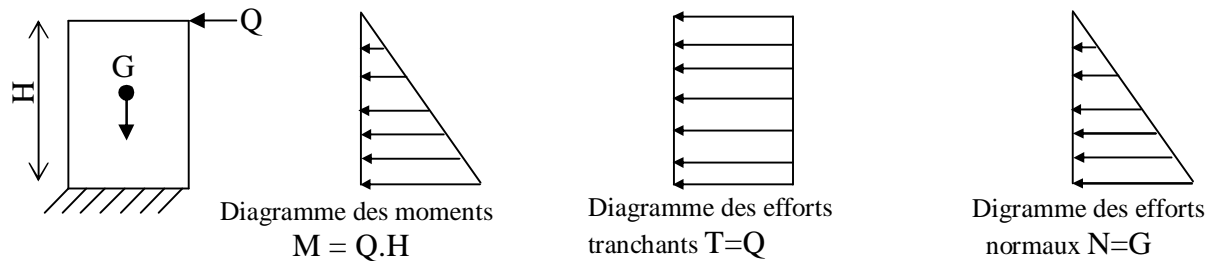
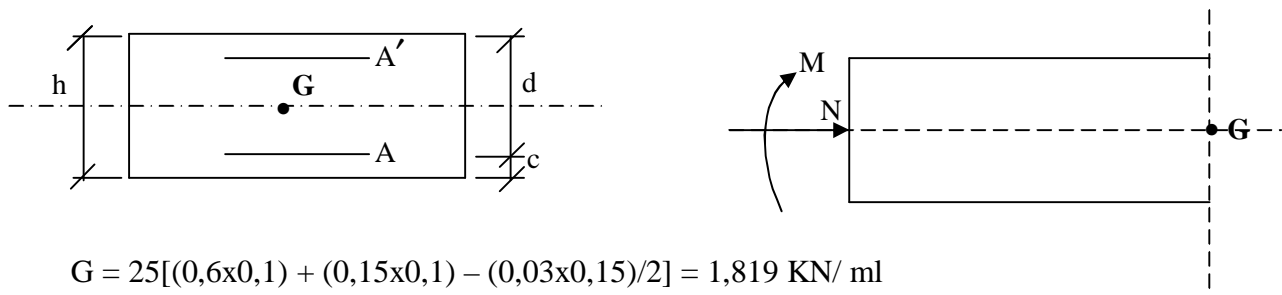
ü Dimensions de l'acrotère :

Fig. III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Ü Schéma statique :



III.1.1 Détermination des sollicitations :



$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15)/2] = 1,819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,819 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre $N = G \times 1\text{ml} = 1,819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1\text{ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 0,60 \text{ KN.m}$

III.1.2 Combinaison des charges :

a) ELU : la combinaison est : $(1,35G + 1,5Q)$

Effort normal de compression dû G : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,819 = 2,45 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$

b) ELS : La combinaison est : $(G + Q)$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,819 \text{ KN}$

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

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS

Il consiste à étudier une section rectangulaire (bxh) cm² soumise à la flexion composée.

Le ferrailage sera donné par mètre linéaire.

h : épaisseur de la section ; 10cm

b : largeur de la section ; 100cm

c et c' : enrobage ; 2cm

d = h - c = 8cm ; hauteur utile.

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

a) Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,45} = 36,73 \text{ cm}$$

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

$e_u = 36,73 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression «C_p» 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.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif, puis on se ramène à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple :

ü Moment fictif :

$$\begin{aligned} M_f &= N_u x e_f = N_u x \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) \\ &= 2,45 x \left(0,37 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,98 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

ü Moment réduit :

$$U_u \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0108$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 x f_{c28}}{q.g_d} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$U_u \text{ p } U_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow A_s = 0$$

$$U_u = 0,0108 \Rightarrow b = 0,995$$

Ü Armature fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{bd \frac{f_e}{g_b}} = \frac{0,98 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times \frac{400}{1,15}} = 0,35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{S_s} = 0,35 - \frac{2,45 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

III.1.4 Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{33 - 0,455 \times 8}{33 - 0,185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,819} = 0,33 \text{ m}$$

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

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : $A_s = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$

Soit : **$A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

§ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$** répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 60/4 = 15 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art. 5.1.1/BAEL91)

$$\bar{t}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$= \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$t_u \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

y_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : pour les barres à haute adhérence (HA).

1 : pour les barres ronds lisse (RL).

t_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

$\sum u_i = n\pi\varnothing$ avec : n nombre de barre.

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$t_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 12,56} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 0,166 \text{ MPa} \leq \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL91. Art.1.2.2)

$$L_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III.1.5 Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc}$$

$$s_{st} \leq \bar{s}_{st}$$

▼ Dans l'acier :

On est en présence d'une fissuration préjudiciable, ce qui fait :

$$s_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ Coefficient de fissuration ($\varnothing \geq 6 \text{ mm}$).

$$s_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$s_{st} = \min \{266,6; 201,63\}$$

$$\bar{s}_{st} = 201,63 MPa$$

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 d A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$r_1 \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,912 \\ K_1 = 41,96 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } s_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32,76 MPa$$

$$s_{st} \leq \bar{s}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le béton :

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

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} = \frac{32,76}{41,96} = 0,78 MPa$$

$$s_{st} \leq \bar{s}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Vérification de l'écartement dans les barres :

1- Armatures verticales :

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au flambement :

1- Calcul de l'élancement :

$$l = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec : λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élancement.

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1,2 \text{ m}$$

$$I = \frac{1,2 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-5}}} = 41,58$$

2- Vérification à l'élancement :

$$I \leq \max \left[50; \min \left(\frac{67e_u}{h}; 100 \right) \right]$$

$$= \max [50; \min (245,6; 100)]$$

$$I = 41,58 \leq \max (50; 100) = 100 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6 Vérification de l'acrotère séisme : (RPA99.Art.6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

(A=0,15 en zone II_a et groupe d'usage 2) RPA99. Art.4.2.3 tableau 4-1

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : C_p= 0,8

W_p : Poids de l'acrotère = 1,819 KN/ml

D'où : F_p = 4 x 0,15 x 0,8 x 1,819 = 0,873 KN/ml < Q= 1 KN/ml \Rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, d'où la vérification au séisme est inutile.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où on opte pour son ferrailage celui calculé précédemment.

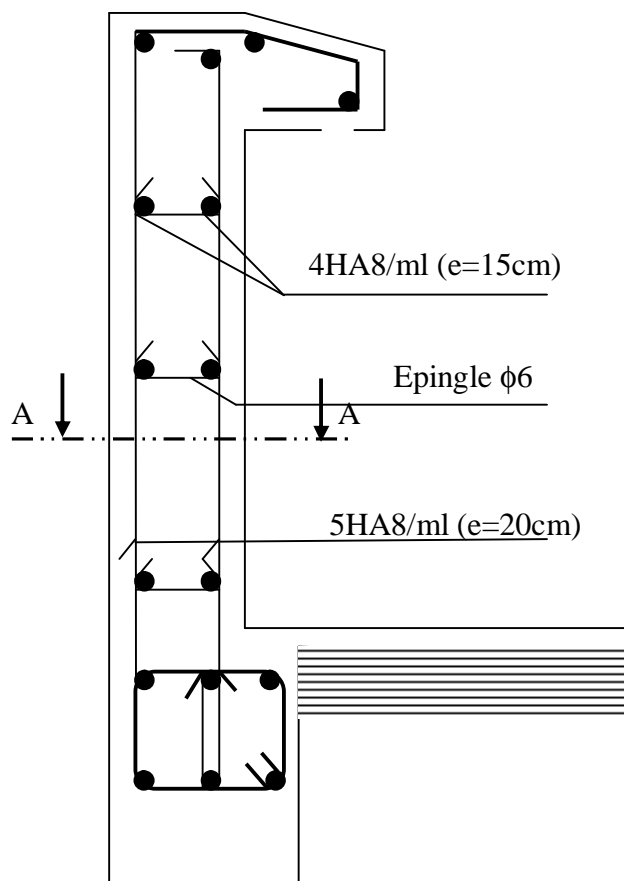
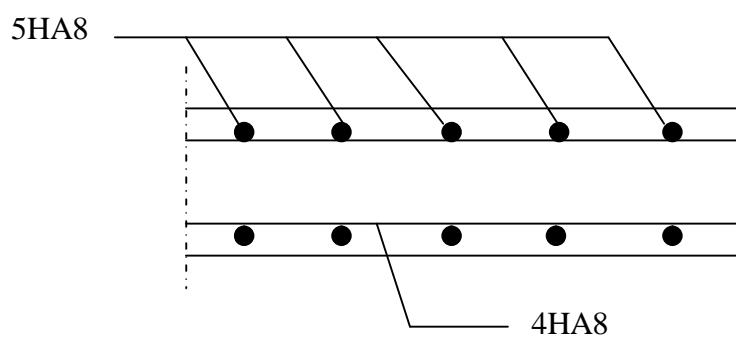


Fig. III.3 : Ferrailage de l'acrotère



Coupe : A-A

III.2 Les planchers :

III.2.1 Calcul de la dalle de compression : (BAEL91.Art. B.6.8, 423)

Dans un plancher à corps creux, la dalle de compression est coulée sur chantier, pour notre cas elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armatures qui pour avantages de :

- § Limiter les risques de fissuration par retrait du béton de la dalle.
- § Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites (poinçonnement).
- § Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines, notamment des charges localisées.

Le treillis soudé est de nuance (TS520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- § 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- § 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Ø Calcul des armatures :

a) Armatures \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4xL}{f_e} = \frac{4x65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : L : distance entre axe des poutrelles ($50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$).

Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $e = 20\text{cm}$

b) Armatures // aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5\text{HA4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $e = 20\text{cm}$

III.2.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments porteurs intermédiaires, elles reçoivent les charges et surcharges de la dalle de compression et les transmettent aux poutres principales.

Les corps creux constituent les éléments de remplissage.

III.2.2.1 A l'état limite ultime de résistance :

Pour calculer les poutrelles, on considère deux étapes :

ETAPE 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, les poutrelles se calculent comme des poutres isostatiques supportant leurs poids propre, le poids des corps creux et de la main d'œuvre.

§ Calcul des sollicitations:

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Soit : $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

§ Combinaisons de charges:

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

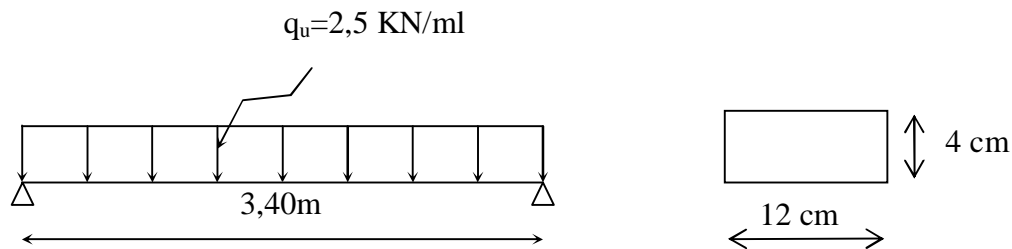


Fig. III.4 : Schéma statique de la poutrelle

§ Calcul du moment en travée:

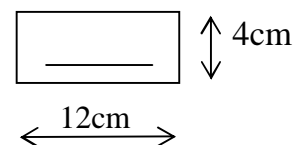
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,40^2}{8} = 3,61 \text{ KN.m}$$

§ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_u \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3,40}{2} = 4,25 \text{ KN}$$

§ Calcul de ferrailage :

$$m_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,29$$



Avec : $c = 2 \text{ cm}$

d : la hauteur utile ($d = h - c = 2 \text{ cm}$)

m_b ff $m_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée.

La section de la poutrelle étant trop faible (12×4) cm², impossible de placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul, il est indispensable de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles sont appliquées avant le coulage de la dalle.

ETAPE 2 : Après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas les poutrelles se calculent comme des poutres continues en T par l'une des méthodes (forfaitaire, Caquot, ou les trois moments) supportant leurs poids propre, celui du corps creux et une partie de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuellement revenant au plancher, seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16+4)$ cm, hauteur de la poutrelle.

$h_o = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression.

$b_o = 12$ cm, largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_o}{8} ; \frac{L}{10} \cdot 8h_o \right\}$$

Avec : L_o : distance entre deux poutrelles.

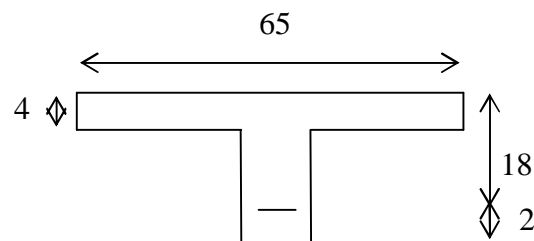
$$L_o = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : largeur de la plus grande travée.

$$L = 3,40 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \{26,5; 34; 32\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$B = 2 \cdot b_1 + b_o = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$



b) Charges et surcharges :

§ Détermination des charges revenant au plancher d'étage service:

Ø A l'ELU :

$$q_u = [(1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65 = 6,92 \text{ KN / ml}$$

Ø A l'ELS :

$$q_s = (5,11 + 2,5) \times 0,65 = 4,95 \text{ KN / ml}$$

c) Choix de la méthode de calcul :

Ø Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Art. B.6.2, 210)

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 .

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5,11 = 10,22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < \max \{10,22 ; 5\} = 10,22 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont constants.

\Rightarrow Condition vérifiée.

- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

$$2,95/2,90 = 1,02 ; 2,90/3,40 = 0,85 ; 3,40/3,30 = 1,03 ;$$

$$3,30/3,40 = 0,97 ; 3,40/2,90 = 1,17 ; 2,90/2,95 = 0,98$$

Les valeurs trouvées sont toutes comprises entre 0,8 et 1,25 \Rightarrow Condition vérifiée.

- 4) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs, car toutes les conditions sont satisfaites.

d) Rappel sur la méthode forfaitaire :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixés forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 .

- M_0 : la valeur maximale du moment isostatique donné par la formule :

$$M_0 = al^2/8$$

- M_t : le moment maximal en travée considérée.

- M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée qui doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Ø } M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3a)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\text{Ø } M_t \geq \frac{1 + 0,3a}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$\text{Ø } M_t \geq \frac{1,2 + 0,3a}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive.}$$

α : rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées. $\alpha = Q/G+Q$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être égal à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins de l'appui 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.

e) Calcul des efforts internes :

§ Poutrelle à 7 travées

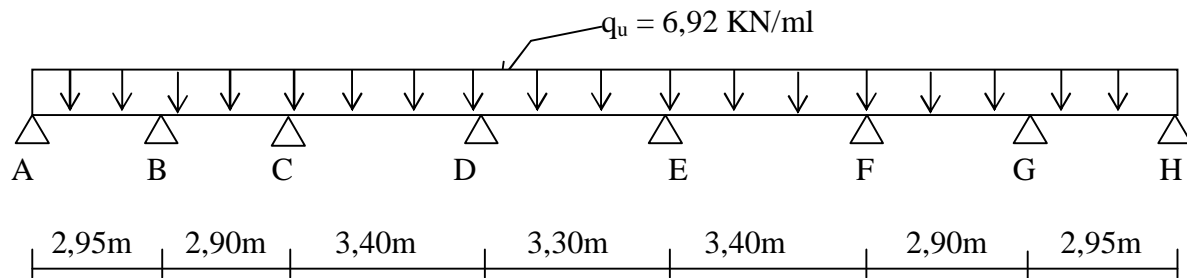


Fig. III.5 : Schéma statique de la poutrelle

§ Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = Q/G+Q = 2,5 / 5,11 + 2,5 = 0,328$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,0984$$

$$1 + 0,3\alpha / 2 = 0,549$$

$$1,2 + 0,3 \alpha / 2 = 0,649$$

1) Calcul des moments fléchissant :

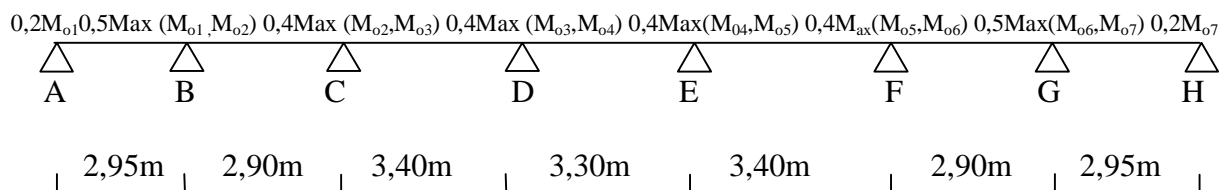


Fig. III.6 : Moments sur appuis

§ Calcul des moments isostatiques :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_o = q_u \cdot L^2 / 8$$

$$M_{o1} = M_{o7} = 6,92 \times (2,95)^2 / 8 = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = M_{o6} = 6,92 \times (2,90)^2 / 8 = 7,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{o3} = M_{o5} = 6,92 \times (3,40)^2 / 8 = 9,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{o4} = 6,92 \times (3,30)^2 / 8 = 9,42 \text{ KN.m}$$

§ Calcul des moments aux appuis:

$$M_A = 0,2 M_{o1} = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max (M_{o1}, M_{o2}) = 3,76 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0,4 \max (M_{o2}, M_{o3}) = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0,4 \max (M_{o3}, M_{o4}) = 3,99 \text{ KN.m}$$

§ Calcul des moments en travées:

Ø Etude des travées de rives (A-B) et (G-F) :

$$\ddot{u} \quad M_{tAB} \geq \max [1,05 M_{o1}; (1 + 0,3a) M_{o1}] - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tAB} \geq 5,64 \text{ KN.m}$$

$$\ddot{u} \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3a}{2} M_{o1} \Rightarrow M_{tAB} \geq 4,88 \text{ KN.m}$$

On admettra : $M_{tAB} = 5,64 \text{ KN.m}$

$$M_{tGH} = 5,64 \text{ KN.m}$$

Ø Etude des travées intermédiaires (B-C) et (F-G) :

$$\ddot{u} \quad M_{tBC} \geq \max [1,05 M_{o2}; (1 + 0,3a) M_{o2}] - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tBC} \geq 4,11 \text{ KN.m}$$

$$\ddot{u} \quad M_{tBC} \geq \frac{1 + 0,3a}{2} M_{o2} \Rightarrow M_{tBC} \geq 3,99 \text{ KN.m}$$

On admettra : $M_{tBC} = 4,11 \text{ KN.m}$

$$M_{tFG} = 4,11 \text{ KN.m}$$

Ø Etude des travées intermédiaires (C-D) et (E-F) :

$$\ddot{u} \quad M_{tCD} \geq \max[1,05M_{o3}; (1+0,3a)M_{o3}] - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tCD} \geq 6,98KN.m$$

$$\ddot{u} \quad M_{tCD} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{o3} \Rightarrow M_{tCD} \geq 5,48KN.m$$

On admettra : $M_{tCD} = 6,98KN.m$

$$M_{tEF} = 6,98KN.m$$

Ø Etude de la travée intermédiaire (D-E):

$$\ddot{u} \quad M_{tDE} \geq \max[1,05M_{o4}; (1+0,3a)M_{o4}] - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tDE} \geq 6,36KN.m$$

$$\ddot{u} \quad M_{tDE} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{o4} \Rightarrow M_{tDE} \geq 5,17KN.m$$

On admettra : $M_{tDE} \geq 6,36KN.m$

§ Diagramme des moments fléchissant:

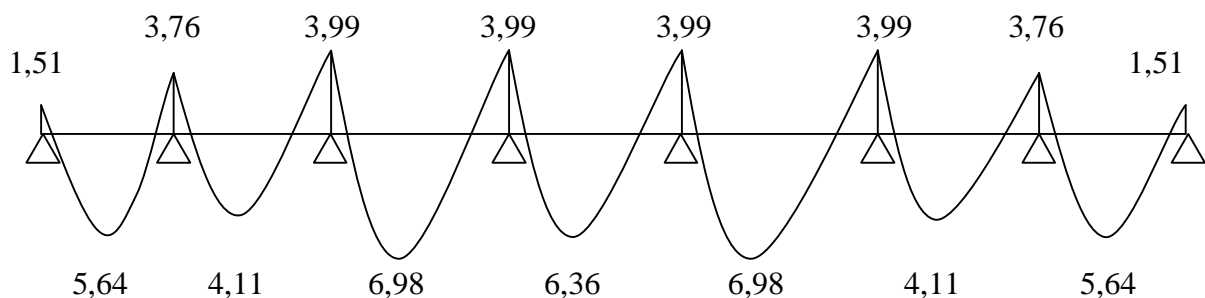


Fig.III.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

2) Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_e - M_w}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

Avec : T_w : effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui.

§ Travée (A-B) :

$$T_A = 10,97 \text{ KN}$$

$$T_B = -9,44 \text{ KN}$$

§ Travée (B-C) :

$$T_B = 10,11 \text{ KN}$$

$$T_C = -9,95 \text{ KN}$$

§ Travée (C-D) :

$$T_C = 11,76 \text{ KN}$$

$$T_D = -11,76 \text{ KN}$$

§ Travée (D-E) :

$$T_D = 11,42 \text{ KN}$$

$$T_E = -11,42 \text{ KN}$$

§ Travée (E-F) :

$$T_E = 11,76 \text{ KN}$$

$$T_F = -11,76 \text{ KN}$$

§ Travée (F-G) :

$$T_F = 9,95 \text{ KN}$$

$$T_G = -10,11 \text{ KN}$$

§ Travée (G-H) :

$$T_G = 9,44 \text{ KN}$$

$$T_H = -10,97 \text{ KN}$$

§ Diagramme des efforts tranchants :

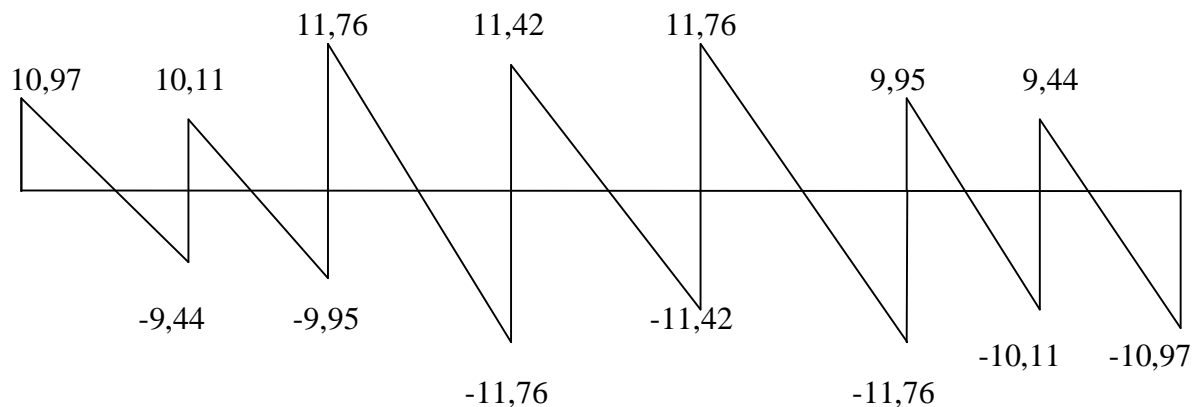


Fig. III.8 : Diagramme des efforts tranchants

a) Calcul des armatures :

Le ferrailage sera calculé à l'ELU avec les moments max en travées et sur appuis.

§ En travées :

$$M_{tu} = 6,98 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_t = b h_o f_{bc} (d - 0,5 h_o) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,5 \times 0,04)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t \gg M_{tu} \longrightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

On aura à calculer une section rectangulaire (bxh).

$$m_b = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,98 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,023 \Rightarrow b = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{b d s_{st}} = \frac{6,98 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1,57 cm²

§ Aux appuis :

$$M_a = 3,99 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouvant dans la partie tendue, et puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire de (12x20) cm²

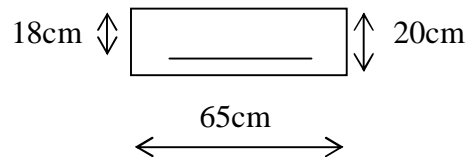
$$m_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,99 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,072 \Rightarrow b = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{b d s_{st}} = \frac{3,99 \times 10^3}{0,963 \times 18 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

On adopte comme chapeau : 1HA12 = 1,13 cm²



§ Calcul des armatures transversales : (Art. A.7.2, 2 BAEL91)

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donné par :

$$f_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; f_{t \max}\right)$$

$$= \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte un étrier de Ø6 $\Rightarrow A_t = 2\text{Ø}6 = 0,56 \text{ cm}^2$

§ Espacement des armatures transversales : (Art. a.5.1.22 BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm des cours successifs d'armatures transversales d'âme de longueur de la poutrelle.

✓ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2, 1 BAEL91)

ü En travées :

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

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ f } A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ü Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ f } A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1, 1 BAEL91)

$$t_u = \frac{V_u}{b_o d} \leq \bar{t}_u$$

$$\text{On a : } \bar{t}_u = \min\left(\frac{0,2xf_{cj}}{g_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{t}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{11,76 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,54 \text{ MPa} \text{ p } \bar{t}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence de l'effort tranchant sur le béton comprimé au niveau des appuis (coté des travées) : (Art. A.5.1, 313 BAEL91)

Ü Sur les appuis de rive :

$$V_{u \max} = 10,97 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{g_b} ab_o$$

Avec : a = 0,9d longueur d'appui de la bielle.

$$V_{u \max} \leq 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,60 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Sur les appuis intermédiaires :

$$V_{u \max} = 11,76 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} \leq 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,60 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte moyenne :

$$s_{bcmoy} \leq 1,3 \frac{f_{cj}}{g_b} = 1,3 \frac{2,5}{1,5} = 2,17 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$s_{bcmoy} = \frac{V_u}{ab_o} = \frac{11,76}{0,9 \times 18 \times 12} = 0,06 \text{ KN} / \text{cm}^2 \text{ p } 2,17 \text{ KN} / \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales au niveau des appuis :

Ü Sur les appuis de rive :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{\frac{f_e}{g_s}}$$

Avec : H_u : force horizontale.

$$H_u = 0$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{10,97 \times 1,15}{40} = 0,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Sur les appuis intermédiaires :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{g_s}} = \frac{11,76 + \frac{-3,99 \times 10^2}{0,9 \times 18}}{40} = -0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ f } -0,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres : (Art. 6.1, 23 BAEL91)

$$L_s = \frac{f_e}{4t_{su}}$$

Avec :

$$t_{su} = 0,6 y_s^2 f_{tj}$$

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

$y = 1$ Pour les aciers lisses.

$y = 1,5$ Pour les aciers HA.

$$\text{D'où : } t_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$f = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit des barres = 42,33 cm.

La longueur de recouvrement est : $L_c = 0,4 L_s$ (Art. 6.1, 253 BAEL91)

$$L_c = 0,4 \times 42,33 = 17 \text{ cm}$$

e) Vérification de l'adhérence et d'entraînement : (Art. A.6.1, 3 BAEL91)

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: désigne la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = \Pi f = 1 \times 3,14 \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

$$t_{se} = \frac{11,76 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,7} = 1,92 \text{ p } 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.2 Calcul à l'état limite de service :

Après application de la méthode forfaitaire exposée précédemment, on obtient les valeurs des moments fléchissant et les efforts tranchants donnés ci-dessous :

§ Moments isostatique :

$$M_{01} = M_{07} = 5,38 \text{ KN}$$

$$M_{02} = M_{06} = 5,20 \text{ KN}$$

$$M_{03} = M_{05} = 7,15 \text{ KN}$$

$$M_{04} = 6,74 \text{ KN}$$

§ Moments aux appuis :

$$M_A = M_H = 1,08 \text{ KN}$$

$$M_B = M_G = 2,60 \text{ KN}$$

$$M_C = M_F = 2,86 \text{ KN}$$

$$M_D = M_E = 2,86 \text{ KN}$$

§ Moments en travées :

- Travée (A-B) et (G-H) : $M_t = 4,07 \text{ KN.m}$
- Travée (B-C) et (F-G) : $M_t = 2,98 \text{ KN.m}$
- Travée (C-D) et (E-F) : $M_t = 4,99 \text{ KN.m}$
- Travée (D-E) : $M_t = 4,54 \text{ KN.m}$

§ Efforts tranchants :

- Travée (A-B) :

$$T_A = 7,82 \text{ KN.m} \quad T_B = -6,78 \text{ KN.m}$$

- Travée (B-C) :

$$T_B = 7,31 \text{ KN.m} \quad T_C = -7,05 \text{ KN.m}$$

- Travée (C-D) :

$$T_C = 8,42 \text{ KN.m} \quad T_D = -8,42 \text{ KN.m}$$

- Travée (D-E) :

$$T_D = 8,47 \text{ KN.m} \quad T_E = -8,17 \text{ KN.m}$$

- Travée (E-F) :

$$T_E = 8,42 \text{ KN.m} \quad T_F = -8,42 \text{ KN.m}$$

- Travée (F-G) :

$$T_F = 7,08 \text{ KN.m} \quad T_G = -7,27 \text{ KN.m}$$

- Travée (G-H) :

$$T_G = 6,78 \text{ KN.m} \quad T_H = -7,82 \text{ KN.m}$$

§ Diagramme des moments fraichissant :

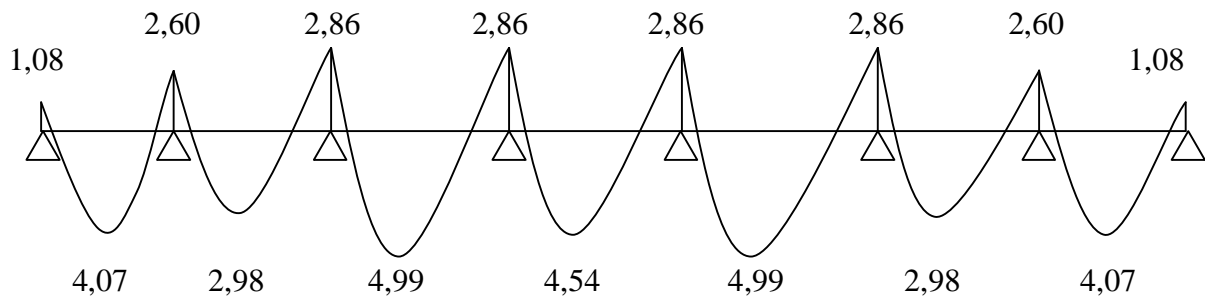


Fig. III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

§ Diagramme des efforts tranchants :

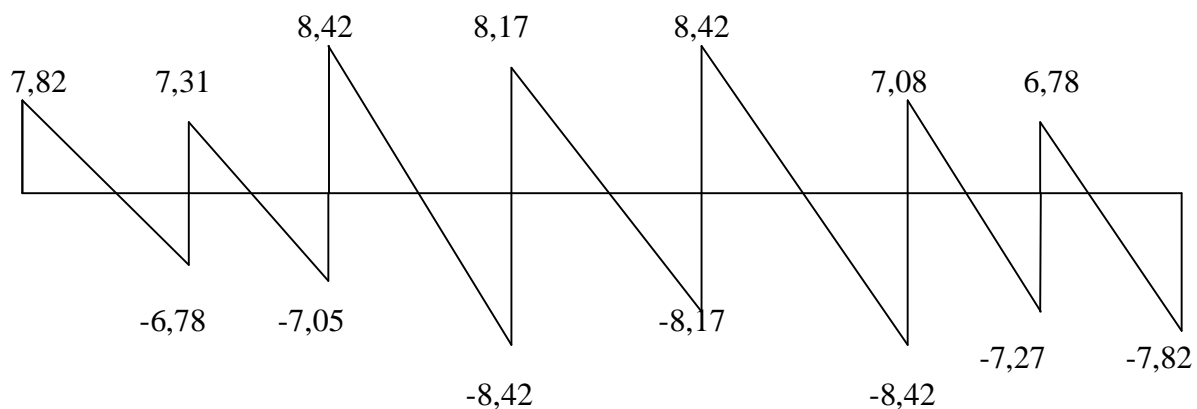


Fig. III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

✓ Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

ü Aux appuis :

$$M_a = 2,86 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$r_1 = \frac{100A_a}{b_o d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,892 \\ k_1 = 31,12 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier est :

$$s_s = \frac{M_a}{b_1 d A_a} = \frac{2,86 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 157,63 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{157,63}{31,12} = 5,06 \text{ MPa} \text{ p } 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü En travées :

$$M_t = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100A_t}{b_o d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,877 \\ k_1 = 25,49 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_t} = \frac{4,99 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 201,34 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{201,34}{25,49} = 7,89 \text{ MPa} \text{ p } 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation : (Art. B.6.5.1, BAEL91)

Les règles précisant qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS de déformation pour les poutres, si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$$

$$3) \frac{A}{b_o d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,058 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,058 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{4,99}{10 \times 7,15} = 0,069 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_o d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est indispensable.

d) Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé ($E_v = 10818,865$ MPa).

I_{fv} : Inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée, elle est donnée par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_o}{1 + u I_v}$$

I_o : Moment d'inertie de la section homogène.

$$u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$I_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 x b_o}{b} \right) r}$$

Avec :

r : Le rapport de l'aire A de la section d'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$r = \frac{A_{st}}{b_o d}$$

ü Calcul du moment d'inertie :

$$I_o = \frac{b_o}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_o) \frac{h_o^3}{12} + (b - b_o) h_o \left(y_1 - \frac{h_o}{2} \right) + A_t (y_2 - c)^2$$

Ü La position de l'axe neutre :

$$S_{xx} = b_o h \frac{h}{2} + (b - b_o) h_o \frac{h_o}{2} + (15 A_t d)$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 1,57 \times 18) = 3248 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx} = 3248 \text{ cm}^3$$

$$B_o = (b_o h) + (h - h_o) b_o + (15 A_t) = (12 \times 20) + (20 - 4) \times 12 + (15 \times 1,57)$$

$$B_o = 475,55 \text{ cm}^2 \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_o} = \frac{3248}{475,55} = 6,83 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6,83 = 13,17 \text{ cm}$$

A.N :

$$I_o = \frac{12}{3} x (6,83^3 + 13,17^3) + (65 - 12) x \frac{4^3}{12} +$$

$$(65 - 12) x 4 x \left(6,83 - \frac{4}{2} \right)^2 +$$

$$15 \times 1,57 x (13,17 - 2)^2 = 18578,44 \text{ cm}^4$$

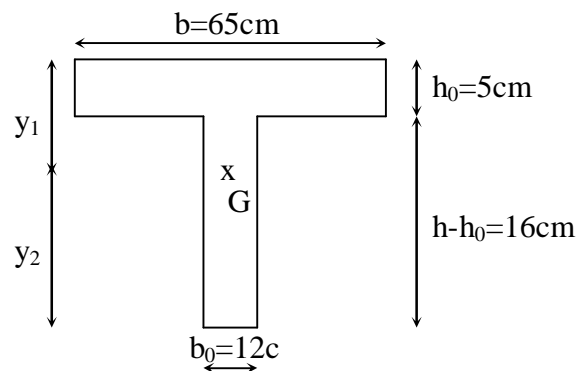
$$r = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 \Rightarrow b_1 = 0,877$$

$$S_s = \frac{M_t}{b_1 d A} = \frac{4,99 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 201,34 \text{ PMa}$$

$$u = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 201,34 + 2,1}; 0 \right) = 0,52$$

Donc on doit calculer I_v :

$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,007} = 2,35$$



$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 18578,44}{1 + 0,52 \times 2,35} = 9197,25 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4,99 \times 10^2 \times 340^2}{10 \times 1081,8865 \times 9197,25} = 0,57 \text{ cm} \quad \text{p} \quad \bar{f} = 0,68 \text{ cm}$$

Conclusion :

Donc il n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'ELS.

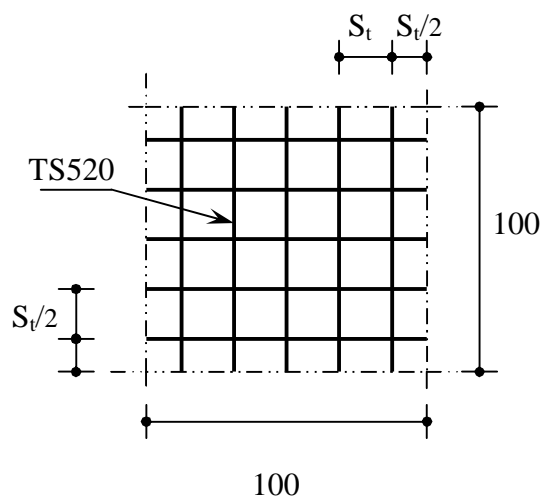


Fig. III.11 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

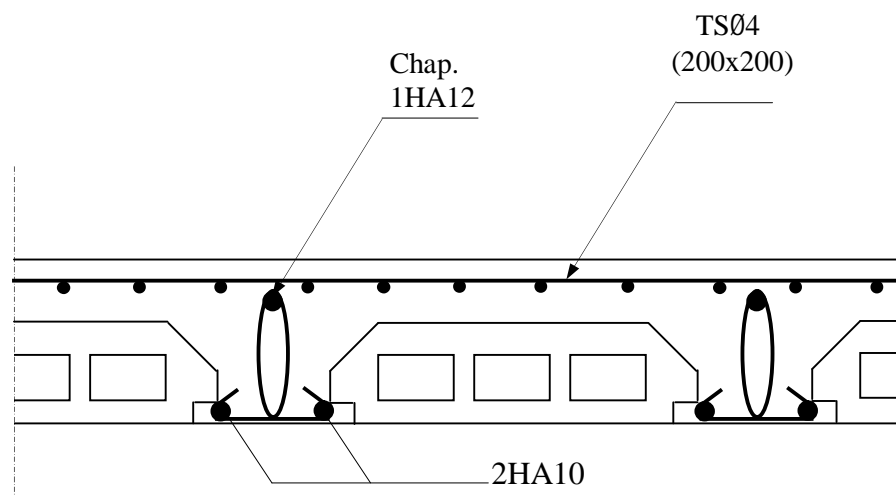


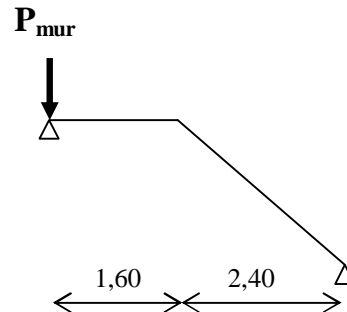
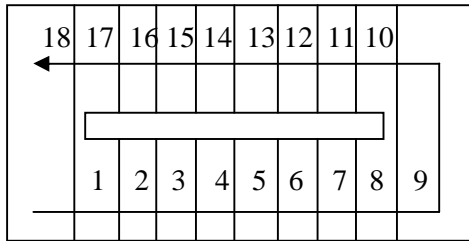
Fig. III.12 : Ferrailage des planchers

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Escalier d'étage courant

III.3.1.1 Pré-dimensionnement :

a) Présentation schématique :



Les escaliers seront pré-dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions sur plan :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la marche ($16,5 \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$).

g : Giron ; largeur de la marche, le plus courant varie de 22 à 33 cm.

n : Nombre de contre marches.

$n-1$: Nombre de marches.

H : Hauteur de la volée.

Le dimensionnement des marches et de contre marches seront déterminées par la relation de blondel.

$$h = H/n \quad \text{et} \quad g = L/n-1$$

n : étant la racine de l'équation suivante :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

L : Portée de la paillasse projetée, égale à : 240 cm.

H : Hauteur de la volée $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2(153) + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La racine de cette équation conduit à :

$$\Delta = (-610)^2 - 4 \times 64 \times 306 = 293764$$

$$\sqrt{\Delta} = 542$$

$$n = \frac{610 + 542}{2 \times 64} = 9$$

D'où : $n = 9$ Contres marches.

$$n-1 = 9-1 = 8 \text{ Marches.}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

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

b) Vérification de la relation de blondel :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30+2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = h/g = 17/30 = 0,567 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L' = L/\cos \alpha = 240/\cos (29,54) = 275,86 \text{ cm}$$

$$L_o = L' + 160 = 275,86 + 160 = 425,86 \text{ cm}$$

d) Epaisseur de la paillasse :

$$L_o/30 \leq e_p \leq L_o/20 \quad \Leftrightarrow \quad 14,53 \leq e_p \leq 21,79 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **17 cm**, et on prend la même épaisseur pour le palier.

III.3.1.2 Détermination des charges et surcharges :**a) Paillasse :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml d'emmarchement et une de 1m de projection horizontale, en considérant la paillasse comme une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Ø Charges permanentes :

§ Poids de la paillasse	25 x 0,17/cos29,54 = 4,88KN/m ²
§ Poids des marches	25x 0,17/2 = 2,13 KN/m ²
§ Carrelage (ep = 2cm)	22 x 0,02 = 0,44 KN/m ²
§ Mortier de pose (ep = 2cm)	22 x 0,02 = 0,44 KN/m ²
§ Couche de sable (ep = 3cm)	18 x 0,03 = 0,54 KN/m ²
§ Enduit de ciment (ep = 2cm)	22 x 0,02 = 0,44 KN/m ²
§ Enduit plâtre (ep =2cm)	18 x 0,02 = 0,36 KN/m ²
§ Garde corps	0,2 KN/m ²

$$G_{\text{paillasse}} = 9,43 \text{ KN/m}^2$$

Ø Charges d'exploitation :

$$Q_{\text{paillasse}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

b) Palier :**Ø Charges permanentes :**

§ Dalle pleine (ep = 17cm).....	0,17 x 25 = 4,25 KN/m ²
§ Carrelage (ep = 2cm)	22 x 0,02 = 0,44 KN/m ²
§ Mortier de pose (ep = 2cm)	22 x 0,02 = 0,44 KN/m ²
§ Couche de sable (ep = 3cm)	18 x 0,03 = 0,36 KN/m ²

$$G_{\text{palier}} = 5,49 \text{ KN/m}^2$$

Ø Charges d'exploitation :

$$Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

c) Mur extérieur :

$$\text{Poids de mur} = 2,40 \text{ KN/m}^2$$

III.3.1.3 Combinaison de charges à l'ELU :

§ Paillasse :

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5 Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 9,43 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{16,48 \text{ KN/ml}}$$

§ Palier :

$$q_{u2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{11,16 \text{ KN/ml}}$$

§ Mur extérieur :

$$P_{mu} = 1,35 \times 2,40 \times (3,06 - 0,17) \times 1\text{m} = \mathbf{9,36 \text{ KN}}$$

Schema statique:

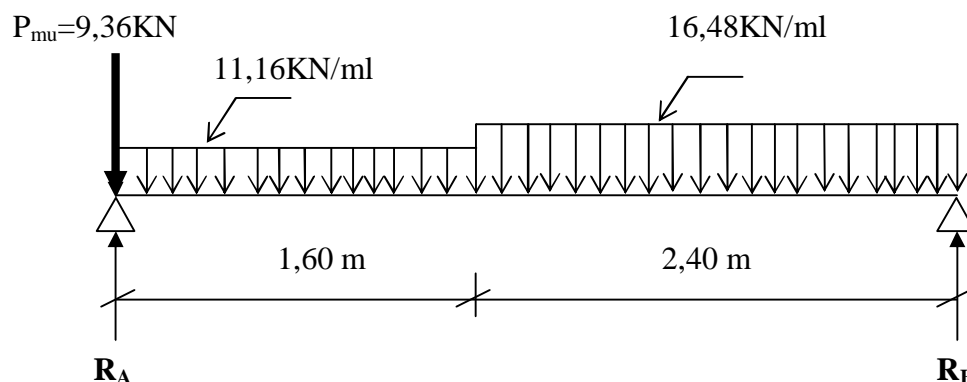


Fig. III.13 : Schéma statique du chargement de l'escalier d'étage à l'ELU

III.3.1.4 Calcul des efforts internes :

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = (16,48 \times 2,40) + (11,16 \times 1,60) + 9,36$$

$$R_A + R_B = 66,77 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 11,16 \times (1,60)^2 / 2 + 16,48 \times (2,40) \times (2,40/2 + 1,60) - 4 \times R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 31,26 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $R_A = 35,51 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

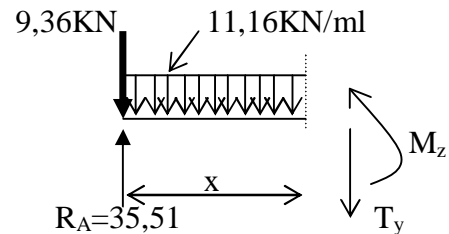
$$\bullet 0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$$

$$- \sum F/x = 0 \Rightarrow T_y = -11,16x + 26,15$$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow T_y = 26,15 \text{ KN} \\ x = 1,60 & \longrightarrow T_y = 8,30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- \sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = -5,58x^2 + 26,15x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow M_Z = 0 \\ x = 1,60 & \longrightarrow M_Z = 27,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$



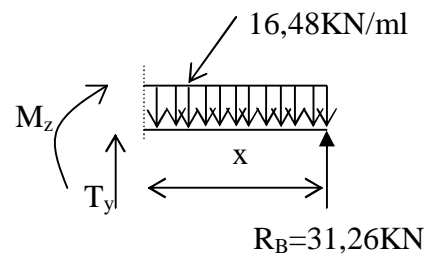
$$\bullet 0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$- \sum F/x = 0 \Rightarrow T_y = 16,48x - 31,26$$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow T_y = -31,26 \text{ KN} \\ x = 2,40 & \longrightarrow T_y = 8,30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- \sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = -8,24x^2 + 31,26x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow M_Z = 0 \\ x = 2,40 & \longrightarrow M_Z = 27,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$- x = ? \longrightarrow M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 16,48x - 31,26 = 0 \Rightarrow x = 1,89 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } M_{\max} = -8,24 \times (1,89)^2 + 31,26 \times (1,89)$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 29,65 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Pour tenir compte du semi-encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

$$- \text{Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_{\max} = -8,90 \text{ KN.m}$$

$$- \text{En travée : } M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 25,20 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

§ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

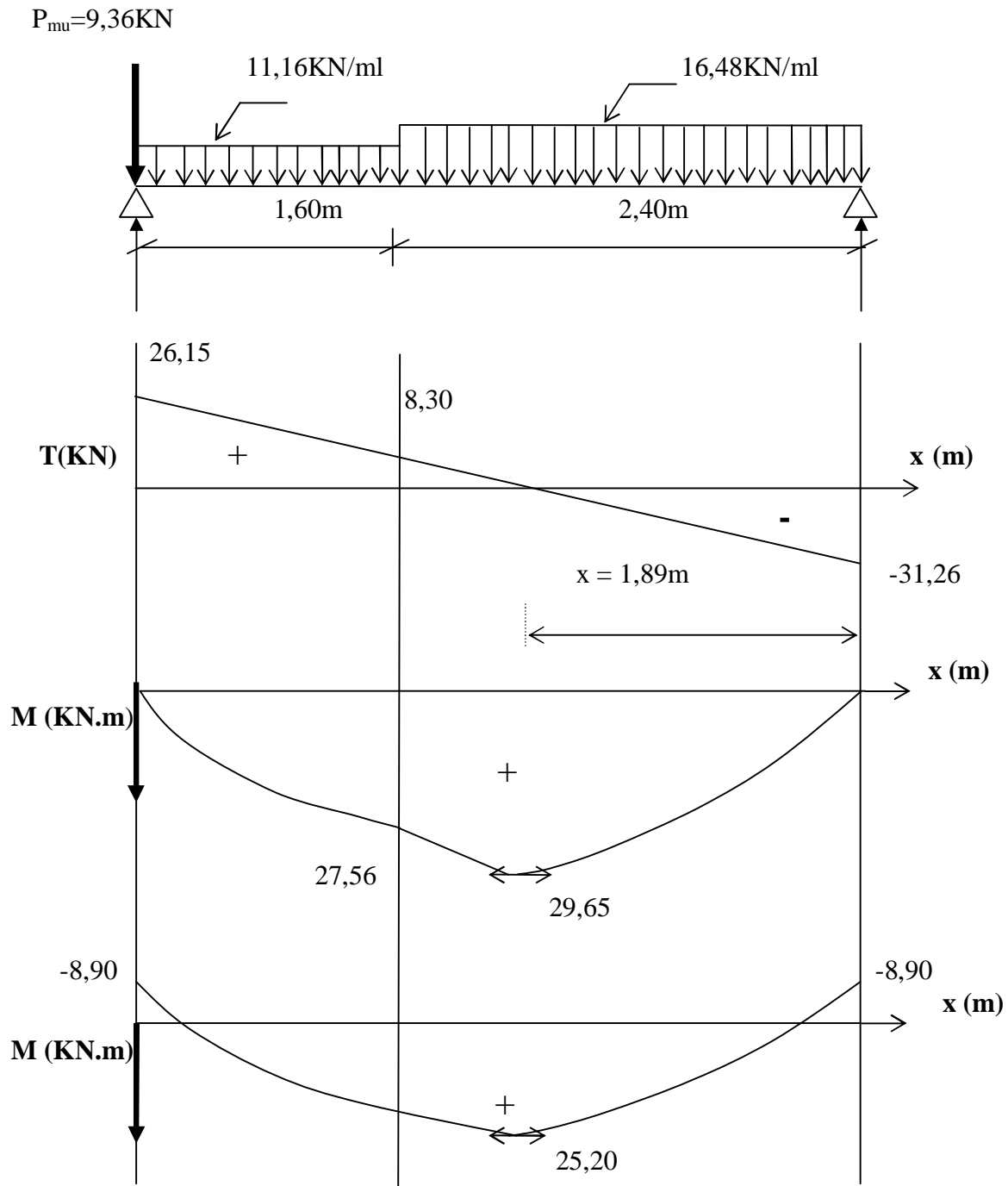


Fig.III.14 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU

III.3.1.4 Calcul des armatures :**1- Armatures principales :**

Le calcul se fera en flexion simple, en utilisant les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.

Ø Aux appuis :

$$M_a = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,90 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,028 \longrightarrow b = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_a}{bd s_s} = \frac{8,90 \times 10^3}{0,986 \times 15 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{appui}} = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2,35 \text{ cm}^2$$

Ø En travée :

$$M_t = 25,20 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,20 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times 14,2} = 0,099$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,078 \longrightarrow b = 0,959$$

$$A_s = \frac{M_t}{bd s_s} = \frac{25,20 \times 10^3}{0,959 \times 15 \times 348} = 5,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour les raisons pratique de disposition des armatures, on doit avoir le même nombre des barres en travée et aux appuis.

Donc on opte :

- Aux appuis : 6HA10 = 4,71 cm² avec S_t = 16cm
- En travée : 6HA14 = 9,23 cm² avec S_t = 16cm

2- Armatures de répartition :**Ø Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,10 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 4HA8 = 2,01 cm² avec S_t = 25 cm

Ø En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA8 = 3,02 cm² avec S_t = 16 cm

✓ Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} - A_{\text{appui}} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \\ - A_{\text{travée}} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \max \{3h; 33 \text{ cm}\} = \{3 \times 17 = 51; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 51 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } S_t = 16 \text{ cm} < 51 \text{ cm} \\ - \text{En travée : } S_t = 16 \text{ cm} < 51 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \max \{4h; 45 \text{ cm}\} = \{4 \times 17 = 68; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 68 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

D'après le BAEL 91 Art. A.6.1.3, on doit vérifier :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

t_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : Effort tranchant = 31,26 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres :

$$n\pi\varnothing = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{31,26 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 263,76} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 0,88 \text{ MPa} \quad \text{p} \quad \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

d) Ancrage des barres :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{t}_{su} = 0,6 y_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Avec :

$y_s = 1,5$ pour les barres à Haute Adhérence.

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 0,88 \text{ MPa} \quad \text{p} \quad \bar{t}_{su} = 2,84 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Longueur de scellement : (BAEL91 Art. 6.1.23)

$$L_s = \frac{f_{travée} f_e}{4 \bar{t}_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

f) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL. D1.Art. as.2.2)

$$t_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{t}_u = \frac{0,07 f_{t28}}{g_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{31,26 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,21 \text{ MPa} \quad \text{p} \quad \bar{t}_u = 1,17 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
(BAEL91.Art. AS.1.313)

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{g_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 abf_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 150 = 135 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 135 \times 1000 \times 25 = 901125 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} \leq 901,125 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 31,26 \text{ KN} \text{ p } 901,125 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers : (formulaire B.A page 268)**

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0,9d}{f_e}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : Moment au droit de l'appui pris avec son signe (-8,90KN.m)

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left\{ 31,26 \times 10^3 - \frac{8,90 \times 10^6}{0,9 \times 150} \right\} = -0,99 \text{ cm}^2 \text{ p } 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.1.6 Calcul à l'état limite de service :

1- Combinaison de charges :

§ **Paillasse :**

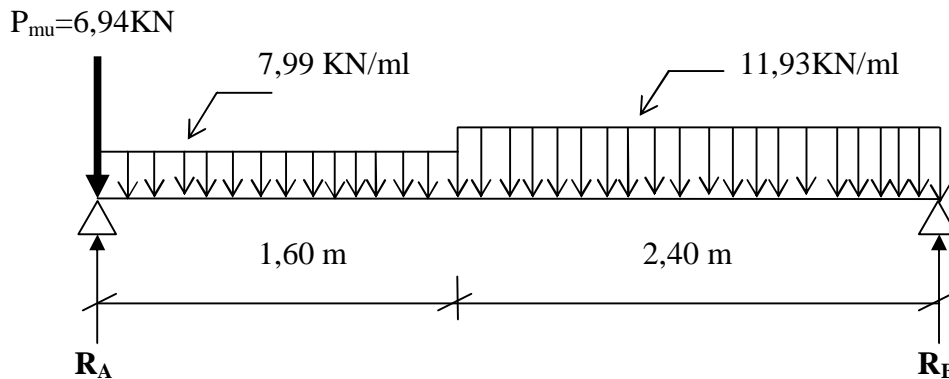
$$q_{s1} = (G + Q) \times 1\text{m} = (9,43 + 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{11,93 \text{ KN/ml}}$$

§ **Palier :**

$$q_{s2} = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,49 + 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{7,99 \text{ KN/ml}}$$

§ **Mur extérieur :**

$$P_{ms} = 2,40 \times (3,06 - 0,17) \times 1\text{m} = \mathbf{6,94 \text{ KN}}$$

Schéma statique :**Fig. III.15 : Schéma statique du chargement de l'escalier d'étage à l'ELS****2- Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F/v = 0$$

$$R_A + R_B = 6,94 + (7,99 \times 1,60) + (11,93 \times 2,40)$$

$$R_A + R_B = 48,36 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 7,99 \times (1,60)^2 / 2 + 11,93 \times 2,40 \times (2,40/2 + 1,60) - 4 \times R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 22,60 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $R_A = 25,76 \text{ KN}$

3- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

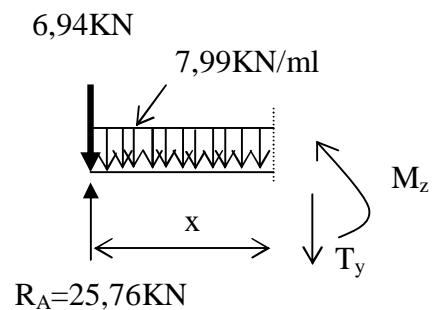
$$\bullet 0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$$

$$- \sum F/x = 0 \Rightarrow T_y = -7,99x + 18,82$$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow T_y = 18,82 \text{ KN} \\ x = 1,60 & \longrightarrow T_y = 6,04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$- \sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = -3,99x^2 + 18,82x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow M_Z = 0 \\ x = 1,60 & \longrightarrow M_Z = 19,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$



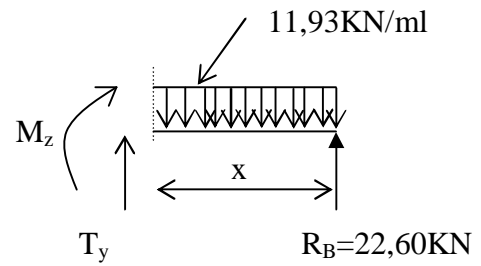
• $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

- $\sum F/x = 0 \Rightarrow T_y = 11,93x - 22,60$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow T_y = -22,60 \text{ KN} \\ x = 2,40 & \longrightarrow T_y = 6,04 \text{ KN} \end{cases}$$

- $\sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = -5,96x^2 + 22,60x$

$$\begin{cases} x = 0 & \longrightarrow M_Z = 0 \\ x = 2,40 & \longrightarrow M_Z = 19,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- $x = ? \longrightarrow M_{\max}$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 11,93x - 22,60 = 0 \Rightarrow x = 1,89 \text{ m}$$

D'où : $M_{\max} = -5,96 \times (1,89)^2 + 22,60 \times (1,89)$

$$\Rightarrow M_{\max} = 21,42 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Les moments de calcul seront comme suit, en tenant compte de l'effet de semi-encastrement aux appuis:

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_{\max} = -6,43 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_{st} = 0,85 M_{\max} = 18,21 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

§ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

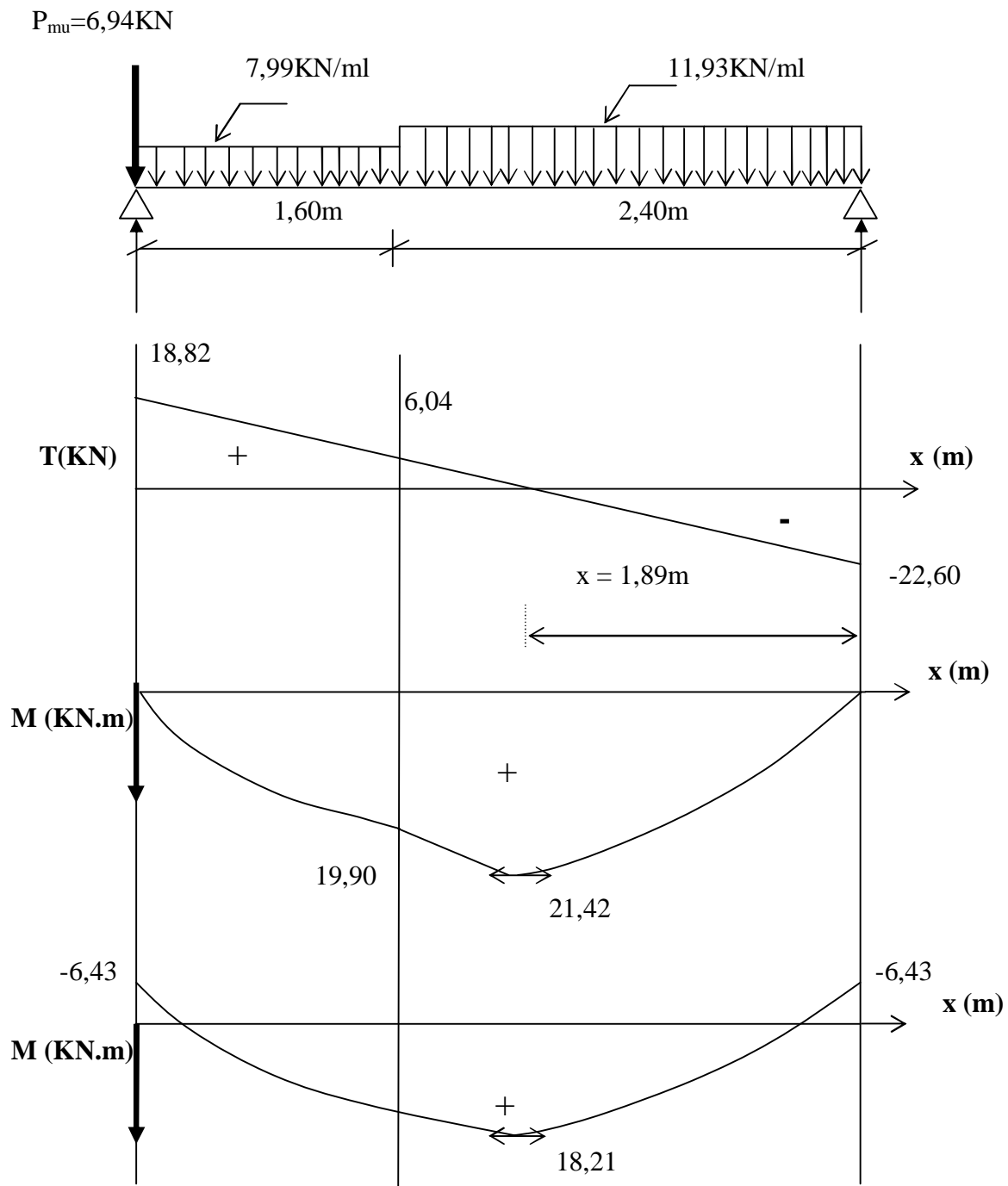


Fig.III.16 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

✓ Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

• Aux appuis :

$$M_a = -6,43 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 15} = 0,314 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,912 \\ k_1 = 41,96 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_a}{b_1 d A_a} = \frac{6,43 \times 10^3}{0,912 \times 15 \times 4,71} = 99,79 MPa$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{99,79}{41,96} = 2,38 MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travées :

$$M_t = 18,21 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 15} = 0,615 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,884 \\ k_1 = 28,21 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_t} = \frac{18,21 \times 10^3}{0,884 \times 15 \times 9,23} = 148,79 MPa$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{148,79}{28,21} = 5,27 MPa < \bar{s}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL (Art. B.6-5-1), le calcul de la flèche n'est indispensable si les conditions ci-après sont vérifiées :

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

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur de la section, égale à 17 cm.

L : Portée libre.

A : Section des armatures tendues.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_o : Moment isostatique.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{17}{400} = 0,0425 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{17}{400} = 0,0425 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{18,21}{10 \times 21,42} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} = \frac{6,15}{100 \times 15} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc on doit passer par la vérification de la flèche.

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

I_o : Moment d'inertie de la section totale tendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

f : Flèche admissible pour « L » est au plus égale à 5m (BAEL Art. B.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8mm$$

Ü Calcul du moment d'inertie :

- Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$$

Avec :

S_{xx} : Moment statique.

B_o : Section homogène.

$$B_o = B + nA_{ut} = 100 \times 17 + 15 \times 9,23 = 1838,45 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 15 = 16526,75 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$V_1 = \frac{16526,75}{1838,45} = 8,98 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,98 = 8,02 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{ut} (V_2 - c)^2$$

$$I_o = \frac{100 (8,98^3 + 8,02^3)}{3} + 15 \times 9,23 \times (8,02 - 2)^2$$

$$I_o = 46350,83 \text{ cm}^4$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 15} = 0,615 \quad \Rightarrow \quad b_1 = 0,884$$

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_t} = \frac{18,21 \times 10^6}{0,884 \times 150 \times 9,23 \times 10^2} = 148,79 \text{ Mpa}$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00615 \times 148,79 + 2,1}; 0 \right\} = 0,36$$

Avec : $r = \frac{A}{bd} = 0,00615$

$$I_v = \frac{0,02 f_{t28}}{r \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00615 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 1,37$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 x I_0}{1 + I_m} = \frac{1,1 \times 46350,83}{1 + 1,37 \times 0,36} = 34145,40 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{18,21 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818,86 \times 34145,40 \times 10^4} = 7,88 \text{ mm}$$

$$f_v = 7,88 \text{ mm} \quad \bar{p} \quad \bar{f} = 8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2 Escalier RDC :

L'escalier de RDC est pré dimensionné de la même façon que celui d'étage courant, et il est sollicité par le même chargement.

Présentation schématique :

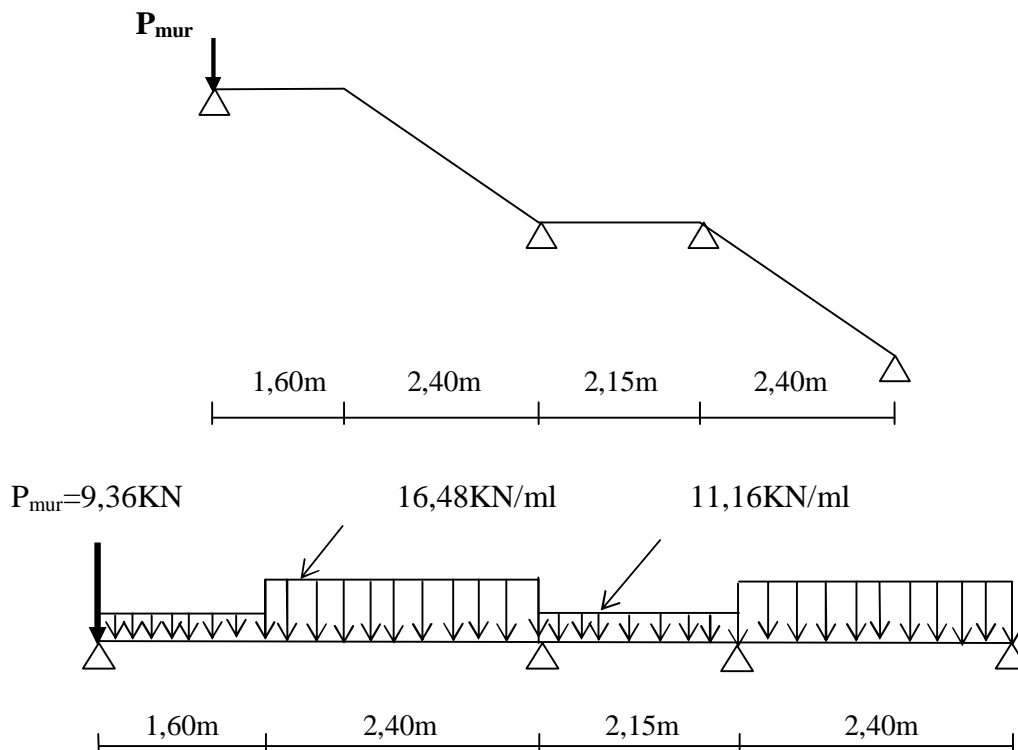


Fig. III.17: Schéma statique du chargement de l'escalier de RDC à l'ELU

III.3.2.1 Choix de la méthode de calcul :

Ø Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

H₁) - $Q \leq \max \{2.G ; 5 \text{ KN}\}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

H₂) - Les moments d'inertie des sections transversales sont constantes. \Rightarrow Condition vérifiée.

H₃) - Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
 $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$4,00/2,15 = 1,86$; $2,15/2,40 = 0,89$ \Rightarrow Condition non vérifiée.

H₄) - La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée.

Vu que la 3^{ème} hypothèse n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Dans ce cas on utilisera la méthode des trois moments.

III.3.2.2 Rappel sur la méthode des trois moments :

- Exposition de la méthode :

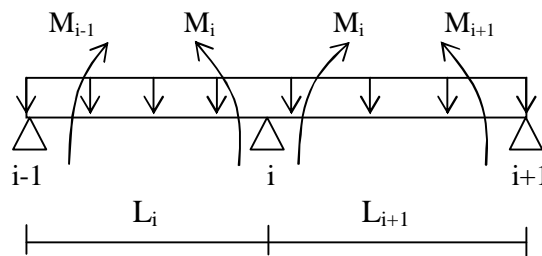


Fig. III.18 : Schéma de la méthode des trois moments

Les équations de la méthode des trois moments sont données par les expressions suivantes :

ü Aux appuis :

Pour l'appui « i » :

$$M_{i-1} \cdot \left(\frac{L_i}{I_i} \right) + 2 \cdot M_i \cdot \left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \cdot \left(\frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} \right) = -6 \cdot \left(\frac{\Omega_i \cdot a_i}{I_i \cdot L_i} + \frac{\Omega_{i+1} \cdot b_{i+1}}{I_{i+1} \cdot L_{i+1}} \right) + 6 \cdot E \cdot \left(\frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{L_i} - \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{L_{i+1}} \right)$$

Remarque :

- 1) Vu que nous avons une section constante sur toute la longueur de l'escalier, les moments d'inertie des différentes travées vont se simplifier.
- 2) Les déplacements verticaux des appuis sont empêchés ; d'où le terme

$$6.E.\left(\frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{L_i} - \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{L_{i+1}}\right) \text{ tend vers zéro.}$$

L'équation précédente va s'écrire sous sa forme simplifiée :

$$M_{i-1}.L_i + 2.M_i.(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -6.\left(\frac{\Omega_i.a_i}{L_i} + \frac{\Omega_{i+1}.b_{i+1}}{L_{i+1}}\right)$$

ü En travées :

$$M(x) = m(x) + M_i.\left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1}.\frac{x}{L_i}$$

$$m(x) = \frac{q.L}{2}.x - \frac{q}{2}.x^2$$

$$x = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.L_i}$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis (i-1), (i) et (i+1).

L_i ; L_{i+1} : Portées successives des travées à gauche et à droite de l'appui (i).

Ω_i ; Ω_{i+1} : Surfaces du diagramme des moments de gauche et de droite de l'appui (i).

a_i : Distance située à gauche du centre de gravité de diagramme du moment de la travée de gauche de l'appui (i).

b_{i+1} : Distance située à droite du centre de gravité de diagramme du moment de la travée de droite de l'appui (i).

$m(x)$: Moment isostatique de la travée considérée.

III.3.2.3 Détermination des paramètres Ω_i ; a_i ; et b_i pour les travées isostatiques :

- Travée (A-B) : L = 4 m

Après étude de la travée isostatique, les valeurs des moments en travées obtenue sont les suivant :

Pour $x = 1,60$ m $\Rightarrow M(x) = 27,56$ KN.m

Pour $x = 2,11$ m $\Rightarrow M(x) = 29,65$ KN.m

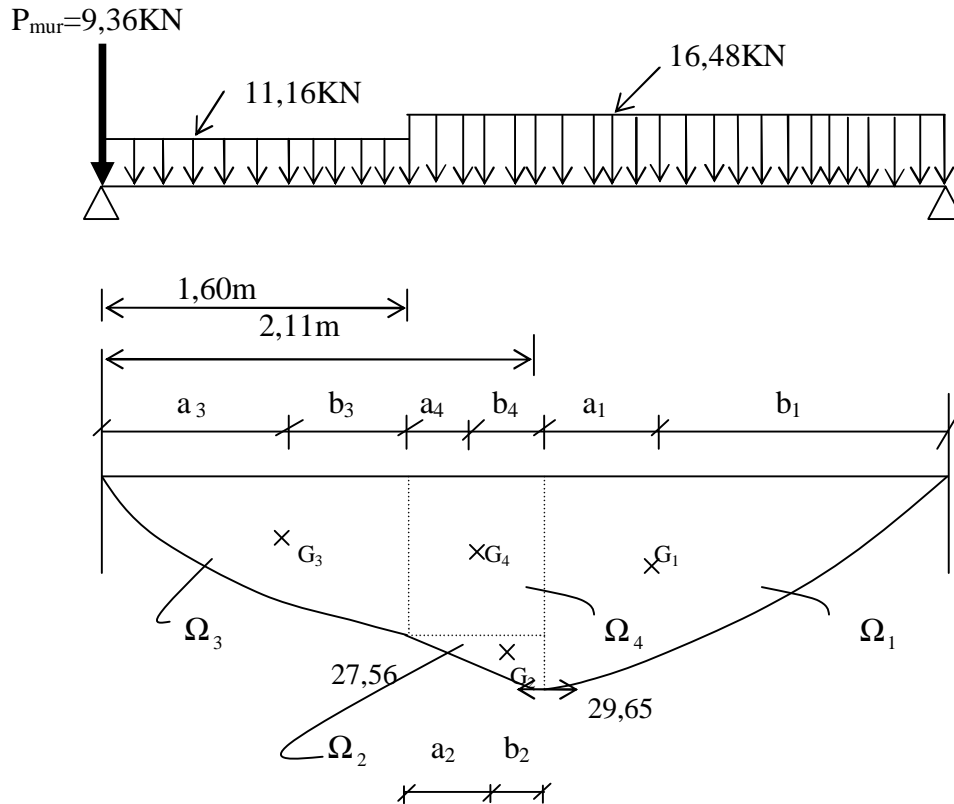


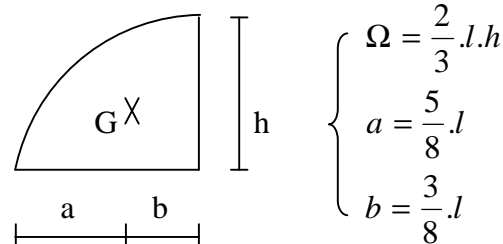
Fig. III.19 : Diagramme des moments fléchissant de la travée isostatique (A-B) à l'ELU

1) Calcul de Ω_1 , a_1 et b_1 :

$$\Omega_1 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot h = \frac{2}{3} \times 1,89 \times 29,65 = 37,34 \text{ m}^2$$

$$a_1 = \frac{3}{8} \cdot l = \frac{3}{8} \times 1,89 = 0,71 \text{ m}$$

$$b_1 = \frac{5}{8} \cdot l = \frac{5}{8} \times 1,89 = 1,18 \text{ m}$$



2) Calcul de Ω_2 , a_2 et b_2 :

$$\Omega_2 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot h = \frac{2}{3} \times 0,51 \times 2,09 = 0,71 \text{ m}^2$$

$$a_2 = \frac{5}{8} \cdot l = \frac{5}{8} \times 0,51 = 0,32 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{3}{8} \cdot l = \frac{3}{8} \times 0,51 = 0,19 \text{ m}$$

Avec :

$$h = 29,65 - 27,56 = 2,09 \text{ m}$$

$$l = 4 - (1,89 + 1,60) = 0,51 \text{ m}$$

3) Calcul de Ω_3 , a_3 et b_3 :

$$\Omega_3 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot h = \frac{2}{3} \times 1,60 \times 27,56 = 29,40 \text{ m}^2$$

$$a_3 = \frac{5}{8} \cdot l = \frac{5}{8} \times 1,60 = 1,00 \text{ m}$$

$$b_3 = \frac{3}{8} \cdot l = \frac{3}{8} \times 1,60 = 0,60 \text{ m}$$

4) Calcul de Ω_4 , a_4 et b_4 :

$$\Omega_4 = l \cdot h = 0,51 \times 27,56 = 14,06 \text{ m}^2$$

$$a_4 = b_4 = \frac{l}{2} = \frac{0,51}{2} = 0,255 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \Omega_{i1} = \sum \Omega_i = 81,51 \text{ m}^2$$

$$a_{i1} = X_G = \frac{\Omega_1 \cdot x_1 + \Omega_2 \cdot x_2 + \Omega_3 \cdot x_3 + \Omega_4 \cdot x_4}{\sum \Omega_i}$$

$$a_{i1} = X_G = \frac{37,34 \times 2,82 + 0,71 \times 1,92 + 29,40 \times 1,00 + 14,06 \times 1,86}{81,51} = 1,99 \text{ m}$$

$$a_{i1} = 1,99 \text{ m} \quad \text{et} \quad b_{i1} = 2,01 \text{ m}$$

- Travée (B-C) : L = 2,15 m

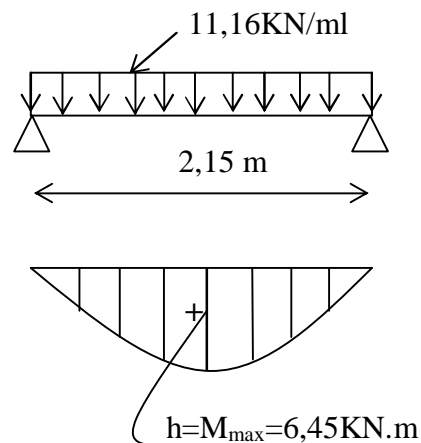
$$\Omega_{i2} = \frac{2}{3} \cdot L \cdot h = \frac{2}{3} \times 2,15 \times 6,45 = 9,25 \text{ m}^2$$

$$a_{i2} = \frac{L}{2} = 1,075 \text{ m}$$

$$b_{i2} = \frac{L}{2} = 1,075 \text{ m}$$

Avec :

$$h = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{11,16 \times 2,15^2}{8} = 6,45 \text{ m}$$



- Travée (C-D) : $L = 2,40 \text{ m}$

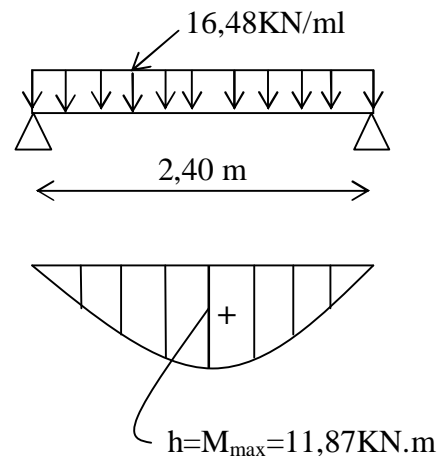
$$\Omega_{i3} = \frac{2}{3} \cdot L \cdot h = \frac{2}{3} \times 2,40 \times 11,87 = 18,99 \text{ m}^2$$

$$a_{i3} = \frac{L}{2} = 1,20 \text{ m}$$

$$b_{i3} = \frac{L}{2} = 1,20 \text{ m}$$

Avec :

$$h = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{16,48 \times 2,40^2}{8} = 11,87 \text{ m}$$



III.3.2.4 Moments sur appuis :

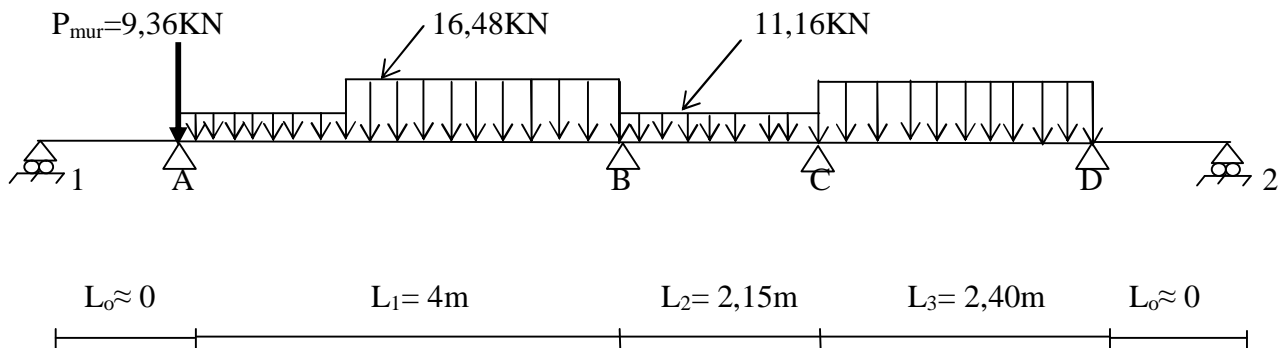


Fig. III.20 : Schéma descriptif du Principe de calcul des moments sur appuis

- Appui A :

$$M_1 \cdot L_o + 2 \cdot M_A \cdot (L_o + L_1) + M_B \cdot L_1 = -6 \cdot \left(\frac{\Omega_o \cdot a_o}{L_o} + \frac{\Omega_{i1} \cdot b_{i1}}{L_1} \right)$$

$$2 \cdot M_A \cdot L_1 + M_B \cdot L_1 = -6 \cdot \left(\frac{\Omega_{i1} \cdot b_{i1}}{L_1} \right)$$

$$\Rightarrow 8M_A + 4M_B = -245,75 \quad \dots\dots\dots (1)$$

- Appui B :

$$M_A \cdot L_1 + 2 \cdot M_B \cdot (L_1 + L_2) + M_C \cdot L_2 = -6 \cdot \left(\frac{\Omega_{i1} \cdot a_{i1}}{L_1} + \frac{\Omega_{i2} \cdot b_{i2}}{L_2} \right)$$

$$\Rightarrow 4M_A + 12,30M_B + 2,15M_C = -271,06 \quad \dots\dots\dots (2)$$

- Appui C :

$$M_B.L_2 + 2.M_C.(L_2 + L_3) + M_D.L_3 = -6.\left(\frac{\Omega_{i2}.a_{i2}}{L_2} + \frac{\Omega_{i3}.b_{i3}}{L_3}\right)$$

$$\Rightarrow 2,15 M_B + 9,10 M_C + 2,40 M_D = -84,72 \quad \dots\dots\dots (3)$$

- Appui D :

$$M_C.L_3 + 2.M_D.(L_3 + L_o) + M_2.L_o = -6.\left(\frac{\Omega_{i3}.a_{i3}}{L_3} + \frac{\Omega_o.b_o}{L_o}\right)$$

$$M_C.L_3 + 2M_D.L_3 = -6.\left(\frac{\Omega_{i3}.a_{i3}}{L_3}\right)$$

$$\Rightarrow 2,40 M_C + 4,80 M_D = -56,97 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\begin{cases} 8M_A + 4M_B = -245,75 & \dots\dots\dots (1) \\ 4M_A + 12,30 M_B + 2,15 M_C = -271,06 & \dots\dots\dots (2) \\ 2,15 M_B + 9,10 M_C + 2,40 M_D = -84,72 & \dots\dots\dots (3) \\ 2,40 M_C + 4,80 M_D = -56,97 & \dots\dots\dots (4) \end{cases}$$

Après résolution du système d'équations ; les valeurs des moments sur appuis sont :

$$\begin{aligned} M_A &= -23,88 \text{ KN.m} \\ M_B &= -13,68 \text{ KN.m} \\ M_C &= -3,37 \text{ KN.m} \\ M_D &= -10,18 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III.3.2.5 Moments en travées :

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

- Travée (A-B) :

1) Réactions d'appuis :

$$R_A = 35,51 \text{ KN}$$

$$R_B = 31,26 \text{ KN}$$

2) Expression du moment isostatique :

$$\bullet 0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$$

$$m_1(x) = -9,36x + R_A x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow m_1(x) = 26,15x - 5,58x^2$$

- $1,60 \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$m_2(x) = R_B(4 - x) - q_{u2} \cdot \frac{(4 - x)^2}{2}$$

$$\Rightarrow m_2(x) = 125,04 - 31,26x - 8,24(4 - x)^2$$

3) Calcul de M(x) :

- $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$M_1(x) = m_1(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_1(x) = 26,15x - 5,58x^2 + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$x = ? \longrightarrow M_{\max}$$

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,57 \text{ m f } 1,60 \text{ m}$$

- $1,60 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$M_1(x) = m_2(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_1(x) = 125,04 - 31,26x - 8,24(4 - x)^2 + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$x = ? \longrightarrow M_{\max}$$

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,26 \text{ m}$$

D'où :

$$M_{1\max} = 125,04 - 31,26 \times 2,26 - 8,24(4 - 2,26)^2 - 23,88 \left(1 - \frac{2,26}{4}\right) - 13,68 \left(\frac{2,26}{4}\right)$$

$$M_{1\max} = 11,33 \text{ KN.m}$$

- Travée (B-C) :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot L_i}$$

$$x = \frac{2,15}{2} + \frac{(-3,37) - (-13,68)}{11,16 \times 2,15} = 1,50 \text{ m}$$

$$M_{2\max} = \frac{11,16 \times 2,15}{2} \times 1,50 - \frac{11,16}{2} \times 1,50^2 - 13,68 \left(1 - \frac{1,50}{2,15}\right) - 3,37 \left(\frac{1,50}{2,15}\right)$$

$$M_{2\max} = -1,05 \text{ KN.m}$$

- Travée (C-D) :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_C}{q \cdot L_i}$$

$$x = \frac{2,40}{2} + \frac{(-10,18) - (-3,37)}{16,48 \times 2,40} = 1,03 \text{ m}$$

$$M_{3\max} = \frac{16,48 \times 2,40}{2} \times 1,03 - \frac{16,48}{2} \times 1,03^2 - 3,37 \left(1 - \frac{1,03}{2,40} \right) - 10,18 \left(\frac{1,03}{2,40} \right)$$

$$M_{3\max} = 5,33 \text{ KN.m}$$

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

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Travée	L (m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	x (m)	M _t (KN.m)
A-B	4,00	-15,92	-9,12	2,26	15,11
B-C	2,15	-9,12	-2,25	1,50	-1,40
C-D	2,40	-2,25	-6,79	1,03	7,11

III.3.2.6 Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = q(x) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

Avec :

$q(x)$: Effort tranchant isostatique.

$$V(x) = -q \cdot x + q \cdot \frac{L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$\text{Pour } x = i \rightarrow V(i) = q \cdot \frac{L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$\text{Pour } x = i + 1 \rightarrow V(i + 1) = -q \cdot \frac{L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

- Travée (A-B) :

1) Expression de l'effort tranchant isostatique :

$$\bullet 0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$$

$$q_1(x) = 26,15 - 11,16x$$

- $1,60 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$q_2(x) = -31,26 + 16,48(4 - x)$$

2) Calcul des efforts tranchant :

- $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$V(x) = q_1(x) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$V(x) = 26,15 - 11,16x + \left[\frac{M_B - M_A}{L_i} \right]$$

$$V(x) = 26,15 - 11,16x + \left[\frac{-9,12 + 15,92}{4} \right]$$

$$x = 0 \rightarrow V(x) = 27,85 \text{ KN}$$

$$x = 1,60 \rightarrow V(x) = 10 \text{ KN}$$

- $1,60 \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$V(x) = q_2(x) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$V(x) = -31,26 + 16,48(4 - x) + \left[\frac{-9,12 + 15,92}{4} \right]$$

$$x = 1,60 \rightarrow V(x) = 10 \text{ KN}$$

$$x = 4,00 \rightarrow V(x) = -29,56 \text{ KN}$$

- Travée (B-C) :

$$V(x) = \pm q \cdot \frac{L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$x = i \rightarrow V(i) = +11,16x \frac{2,15}{2} + \left[\frac{-2,25 + 9,12}{2,15} \right] = 15,19 \text{ KN}$$

$$x = i + 1 \rightarrow V(i + 1) = -11,16x \frac{2,15}{2} + \left[\frac{-2,55 + 8,01}{2,15} \right] = -8,80 \text{ KN}$$

- Travée (C-D) :

$$x = i \rightarrow V(i) = +16,48x \frac{2,40}{2} + \left[\frac{-6,79 + 2,25}{2,40} \right] = 17,88 \text{ KN}$$

$$x = i + 1 \rightarrow V(i + 1) = -16,48x \frac{2,40}{2} + \left[\frac{-6,79 + 2,25}{2,40} \right] = -21,67 \text{ KN}$$

§ Diagramme des efforts internes :

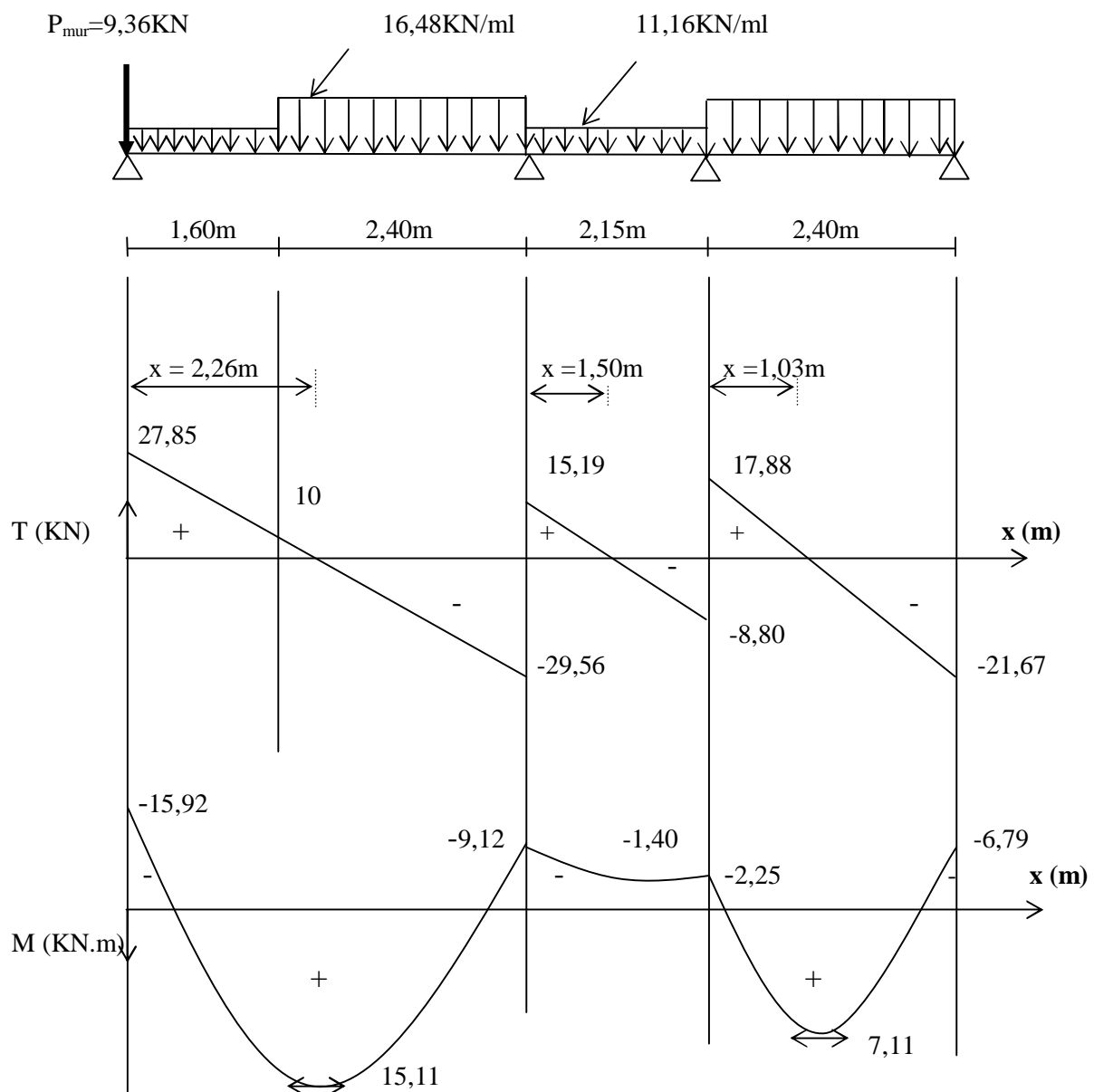


Fig. III.21 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELU (Après correction)

III.3.2.7 Calcul des armatures :**1- Armatures principales :**

On optera le même ferrailage aux appuis en utilisant les résultats des moments maximums calculés précédemment, de même pour le ferrailage des travées.

Ø Aux appuis :

$$M_a = 15,92 \text{ KN.mc}$$

$$m_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,92 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,050$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,050 \longrightarrow b = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{15,92 \times 10^3}{0,974 \times 15 \times 348} = 3,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 7 \text{ HA}10 = 5,49 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

Ø En travées :

$$M_t = 15,11 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,11 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,047$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,047 \longrightarrow b = 0,975$$

$$A_s = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{15,11 \times 10^3}{0,975 \times 15 \times 348} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 7 \text{ HA}14 = 10,77 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

2- Armatures de répartition :**Ø Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,49}{4} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Ø En travées :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

On prend : $6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $S_t = 17 \text{ cm}$

✓ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } 5,49 \text{ cm}^2 \square 1,81 \text{ cm}^2 \\ - \text{En travées : } 10,77 \text{ cm}^2 \square 1,81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u$$

$$\text{On a : } \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{g_b}; 5 \text{ PMa} \right\} \Rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{g_b}; 5 \text{ PMa} \right\} = 3,33 \text{ PMa}$$

$$t_u = \frac{29,56 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,20 \text{ PMa} \leq \bar{t}_u = 3,33 \text{ PMa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence de l'effort tranchant sur le béton comprimé au niveau des appuis :

Ü Sur les appuis de rive :

$$V_{u \max} = 27,85 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{cj}}{g_b} \cdot a \cdot b = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 15 \times 100 = 900 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} = 27,85 \text{ KN} \text{ p } 900 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Sur les appuis intermédiaires :

$$V_{u \max} = 29,56 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} = 29,56 \text{ KN} \text{ p } 900 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte moyenne :

$$s_{bc.moy} \leq 1,3 \cdot \frac{f_{cj}}{g_b} = 1,3 \times \frac{2,5}{1,5} = 2,17 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$s_{bc.moy} = \frac{V_u}{a \cdot b} = \frac{29,56}{0,9 \times 15 \times 100} = 0,022 \text{ KN} / \text{cm}^2 \leq 2,17 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

Ø Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales niveau des appuis :

Ü Sur les appuis de rive :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{\frac{f_e}{g_s}} \quad \text{Avec : } H_u = 0$$

$$A_s = 5,49 \text{ cm}^2 \geq \frac{27,85 \times 1,15}{40} = 0,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Sur les appuis intermédiaires :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9.d}}{\frac{f_e}{g_s}} = \frac{29,56 + \frac{-9,12 \times 10^2}{0,9 \times 15}}{\frac{40}{1,15}} = -1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,49 \text{ cm}^2 \geq -1,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres :

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_{su}}$$

$$\text{Avec : } t_{su} = 0,6 y_s^2 \cdot f_{tj}$$

$$t_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f = 1,00 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit est de : 35,27 cm.

La longueur de recouvrement est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 14 \text{ cm}$.

$$\text{Pour } f = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit est de : 42,33 cm.

La longueur de recouvrement est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 20 \text{ cm}$.

e) Vérification de l'adhérence et d'entraînement :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n.p.f = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}$$

$$t_{se} = \frac{29,56 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 219,8} = 1,00 \text{ MPa} \text{ p } 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2.8 Calcul à l'état limite de service :

Schéma statique :

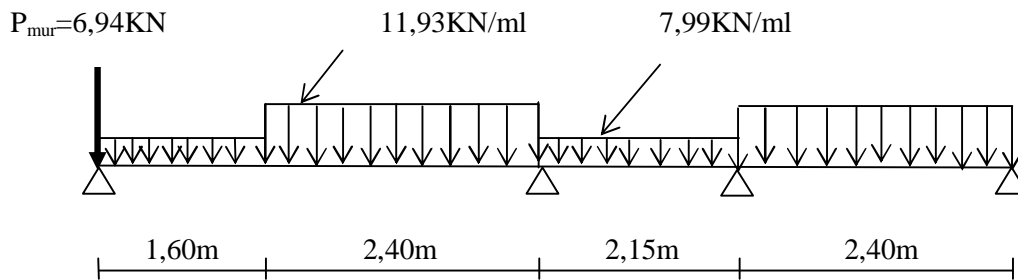


Fig. III.22 : Schéma statique du chargement de l'escalier de RDC à l'ELS

III.3.2.9 Détermination des paramètres Ω_i ; a_i ; et b_i pour les travées isostatiques :

- Travée (A-B) : $L = 4 \text{ m}$

Après étude de la travée isostatique, nous avons :

Pour $x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 19,90 \text{ kN.m}$

Pour $x = 2,11 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 21,42 \text{ kN.m}$

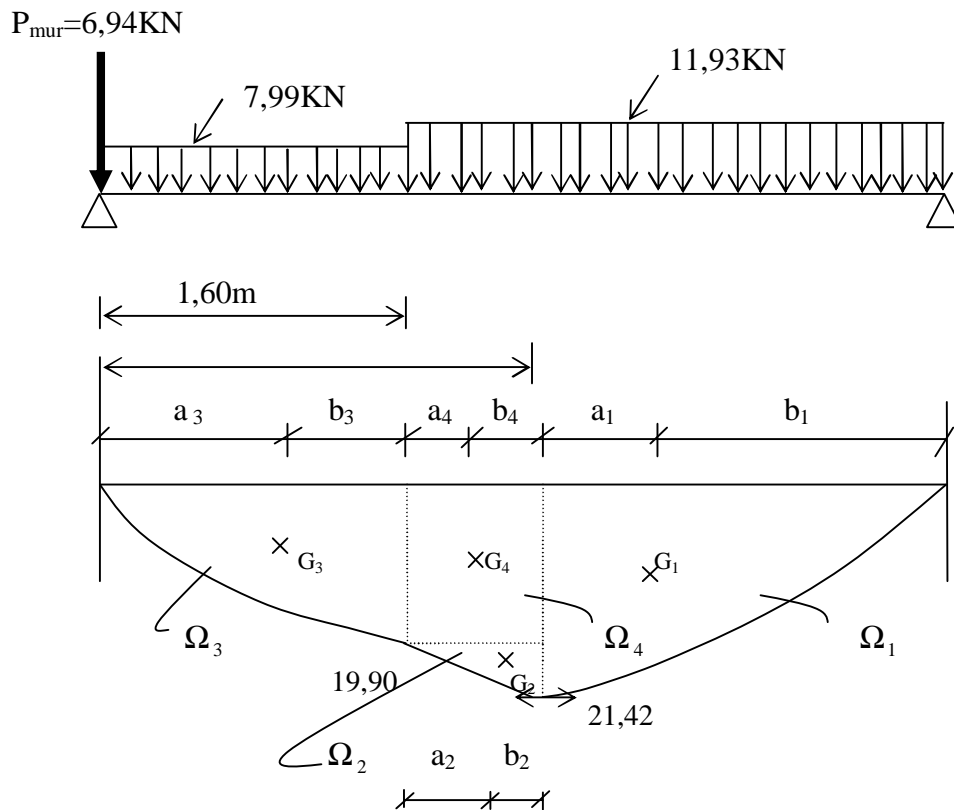


Fig. III.23 : Diagramme des moments fléchissant de la travée isostatique (A-B) à l'ELS

1) Calcul de Ω_1 , a_1 et b_1 :

$$\Omega_1 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot h = \frac{2}{3} \times 1,89 \times 21,42 = 27,00 \text{ m}^2$$

$$a_1 = \frac{3}{8} \cdot l = \frac{3}{8} \times 1,89 = 0,71 \text{ m}$$

$$b_1 = \frac{5}{8} \cdot l = \frac{5}{8} \times 1,89 = 1,18 \text{ m}$$

2) Calcul de Ω_2 , a_2 et b_2 :

$$\Omega_2 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot h = \frac{2}{3} \times 0,51 \times 1,52 = 0,52 \text{ m}^2$$

$$a_2 = \frac{5}{8} \cdot l = \frac{5}{8} \times 0,51 = 0,32 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{3}{8} \cdot l = \frac{3}{8} \times 0,51 = 0,19 \text{ m}$$

Avec :

$$h = 21,42 - 19,90 = 1,52 \text{ m}$$

$$l = 4 - (1,89 + 1,60) = 0,51 \text{ m}$$

3) Calcul de Ω_3 , a_3 et b_3 :

$$\Omega_3 = \frac{2}{3} \cdot l \cdot h = \frac{2}{3} \times 1,60 \times 19,90 = 21,23 \text{ m}^2$$

$$a_3 = \frac{5}{8} \cdot l = \frac{5}{8} \times 1,60 = 1,00 \text{ m}$$

$$b_3 = \frac{3}{8} \cdot l = \frac{3}{8} \times 1,60 = 0,60 \text{ m}$$

4) Calcul de Ω_4 , a_4 et b_4 :

$$\Omega_4 = l \cdot h = 0,51 \times 19,90 = 10,15 \text{ m}^2$$

$$a_4 = b_4 = \frac{l}{2} = \frac{0,51}{2} = 0,255 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \Omega_{i1} = \sum \Omega_i = 58,90 \text{ m}^2$$

$$a_{i1} = X_G = \frac{\Omega_1 \cdot x_1 + \Omega_2 \cdot x_2 + \Omega_3 \cdot x_3 + \Omega_4 \cdot x_4}{\sum \Omega_i}$$

$$a_{i1} = X_G = \frac{27,00 \times 2,82 + 0,52 \times 1,92 + 21,23 \times 1,00 + 10,15 \times 1,86}{58,90} = 1,99 \text{ m}$$

$$a_{i1} = 1,99 \text{ m} \quad \text{et} \quad b_{i1} = 2,01 \text{ m}$$

- Travée (B-C) : L = 2,15 m

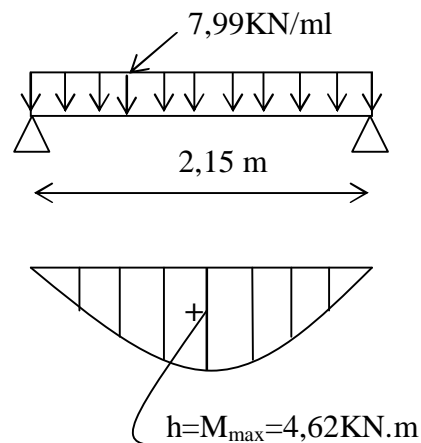
$$\Omega_{i2} = \frac{2}{3} \cdot L \cdot h = \frac{2}{3} \times 2,15 \times 4,62 = 6,62 \text{ m}^2$$

$$a_{i2} = \frac{L}{2} = 1,075 \text{ m}$$

$$b_{i2} = \frac{L}{2} = 1,075 \text{ m}$$

Avec :

$$h = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{7,99 \times 2,15^2}{8} = 4,62 \text{ m}$$



- Travée (C-D) : $L = 2,40 \text{ m}$

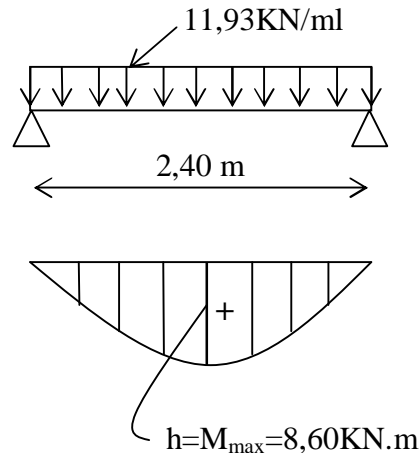
$$\Omega_{i3} = \frac{2}{3} \cdot L \cdot h = \frac{2}{3} \times 2,40 \times 8,60 = 13,76 \text{ m}^2$$

$$a_{i3} = \frac{L}{2} = 1,20 \text{ m}$$

$$b_{i3} = \frac{L}{2} = 1,20 \text{ m}$$

Avec :

$$h = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{11,93 \times 2,40^2}{8} = 8,60 \text{ m}$$



III.3.2.10 Moments sur appuis :

Appliquant les formules précédentes pour tous les appuis, on aura le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} 8M_A + 4M_B = -177,58 & \dots\dots\dots (1) \\ 4M_A + 12,30M_B + 2,15M_C = -195,68 & \dots\dots\dots (2) \\ 2,15M_B + 9,10M_C + 2,40M_D = -61,14 & \dots\dots\dots (3) \\ 2,40M_C + 4,80M_D = -41,28 & \dots\dots\dots (4) \end{cases}$$

Après résolution ; les valeurs des moments sur appuis sont :

$$M_A = -17,27 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -9,87 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -2,42 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -7,38 \text{ kN.m}$$

III.3.2.11 Moments en travées :

- Travée (A-B) :

1) Réactions d'appuis :

$$R_A = 25,76 \text{ kN}$$

$$R_B = 22,60 \text{ kN}$$

2) Expression du moment isostatique :

$$\bullet 0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$$

$$m_1(x) = -6,94x + R_A x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow m_1(x) = 18,82x - 3,99x^2$$

- $1,60 \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$m_2(x) = R_B(4 - x) - q_{u2} \cdot \frac{(4 - x)^2}{2}$$

$$\Rightarrow m_2(x) = 90,40 - 22,60x - 5,97(4 - x)^2$$

3) Calcul de M(x) :

- $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$M_1(x) = m_1(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_1(x) = 18,82x - 3,99x^2 + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$x = ? \longrightarrow M_{\max}$$

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,57 \text{ m f } 1,60 \text{ m}$$

- $1,60 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$M_1(x) = m_2(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$M_1(x) = 90,40 - 22,60x - 5,97(4 - x)^2 + M_A \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_B \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$x = ? \longrightarrow M_{\max}$$

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,26 \text{ m}$$

D'où :

$$M_{1\max} = 90,40 - 22,60 \times 2,26 - 5,97(4 - 2,26)^2 - 17,27 \left(1 - \frac{2,26}{4}\right) - 9,87 \left(\frac{2,26}{4}\right)$$

$$M_{1\max} = 8,16 \text{ KN.m}$$

- Travée (B-C) :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot L_i}$$

$$x = \frac{2,15}{2} + \frac{(-2,42) - (-9,87)}{7,99 \times 2,15} = 1,50 \text{ m}$$

$$M_{2\max} = \frac{7,99 \times 2,15}{2} \times 1,50 - \frac{7,99}{2} \times 1,50^2 - 9,87 \left(1 - \frac{1,50}{2,15}\right) - 2,42 \left(\frac{1,50}{2,15}\right)$$

$$M_{2\max} = -0,78 \text{ KN.m}$$

- Travée (C-D) :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_C}{q \cdot L_i}$$

$$x = \frac{2,40}{2} + \frac{(-7,38) - (-2,42)}{11,93 \times 2,40} = 1,03 \text{ m}$$

$$M_{3\max} = \frac{11,93 \times 2,40}{2} \times 1,03 - \frac{11,93}{2} \times 1,03^2 - 2,42 \left(1 - \frac{1,03}{2,40} \right) - 7,38 \left(\frac{1,03}{2,40} \right)$$

$$M_{3\max} = 3,87 \text{ KN.m}$$

§ Tableau récapitulatif des moments aux appuis et en travées après correction :

Travée	L (m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	x (m)	M _t (KN.m)
A-B	4,00	-11,51	-6,58	2,26	10,88
B-C	2,15	-6,58	-1,61	1,50	-1,04
C-D	2,40	-1,61	-4,92	1,03	5,16

III.3.2.12 Calcul des efforts tranchant :

- Travée (A-B) :

1) Expression de l'effort tranchant isostatique :

- $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$q_1(x) = 18,82 - 7,99x$$

- $1,60 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$q_2(x) = -22,60 + 11,93(4 - x)$$

2) Calcul des efforts tranchant :

- $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$V(x) = q_1(x) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$V(x) = 18,82 - 7,99x + \left[\frac{M_B - M_A}{L_i} \right]$$

$$V(x) = 18,82 - 7,99x + \left[\frac{-6,58 + 11,51}{4} \right]$$

$$x = 0 \rightarrow V(x) = 20,05 \text{ KN}$$

$$x = 1,60 \rightarrow V(x) = 7,26 \text{ KN}$$

$$\bullet 1,60 \leq x \leq 4,00 \text{ m}$$

$$V(x) = q_2(x) + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$V(x) = -22,60 + 11,93(4 - x) + \left[\frac{-6,58 + 11,51}{4} \right]$$

$$x = 1,60 \rightarrow V(x) = 7,26 \text{ KN}$$

$$x = 4,00 \rightarrow V(x) = -21,37 \text{ KN}$$

- Travée (B-C) :

$$V(x) = \pm q \cdot \frac{L_i}{2} + \left[\frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$x = i \rightarrow V(i) = +7,99x \frac{2,15}{2} + \left[\frac{-1,61 + 6,58}{2,15} \right] = 10,90 \text{ KN}$$

$$x = i + 1 \rightarrow V(i + 1) = -7,99x \frac{2,15}{2} + \left[\frac{-1,61 + 6,58}{2,15} \right] = -6,28 \text{ KN}$$

- Travée (C-D) :

$$x = i \rightarrow V(i) = +11,93x \frac{2,40}{2} + \left[\frac{-4,92 + 1,61}{2,40} \right] = 12,94 \text{ KN}$$

$$x = i + 1 \rightarrow V(i + 1) = -11,93x \frac{2,40}{2} + \left[\frac{-4,92 + 1,61}{2,40} \right] = -15,70 \text{ KN}$$

§ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

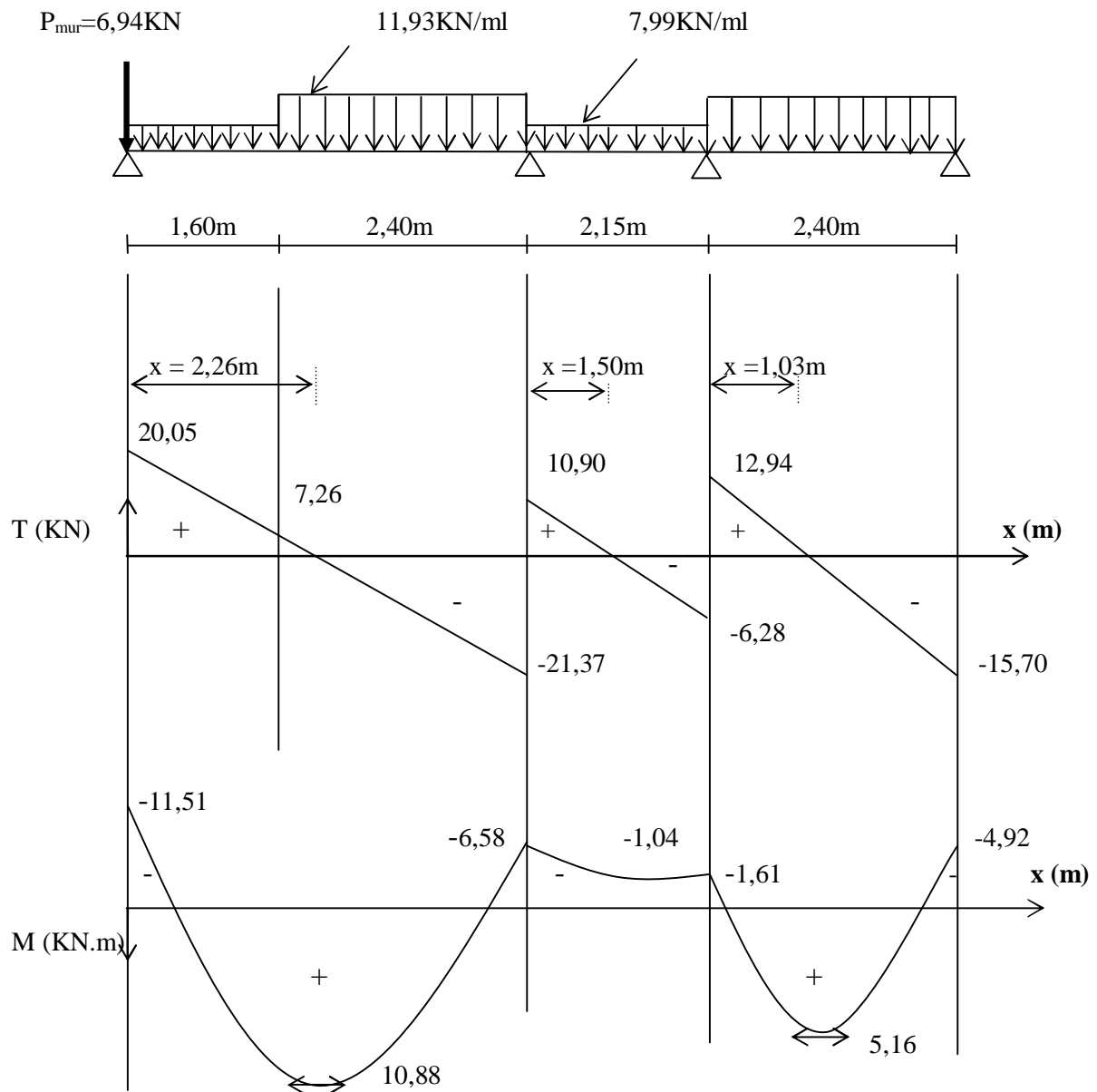


Fig. III.24 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS (Après correction)

✓ Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Ü Aux appuis :

$$M_a = 11,51 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,49}{100 \times 15} = 0,366 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} k_1 = 38,38 \\ b_1 = 0,906 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_a}{b_1 d A_a} = \frac{11,51 \times 10^3}{0,905 \times 15 \times 5,49} = 154,44 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{154,44}{38,38} = 4,02 \text{ MPa} \quad \text{p} \quad \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ü En travées :

$$M_t = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 15} = 0,718 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} k_1 = 25,65 \\ b_1 = 0,877 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_t} = \frac{10,88 \times 10^3}{0,877 \times 15 \times 10,77} = 76,80 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{76,80}{25,65} = 2,99 \text{ MPa} \quad \text{p} \quad \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

c) Etat limite de déformation : (Art. B.6.5.1, BAEL 91)

Le calcul de la flèche est indispensable si au moins une des conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{17}{855} = 0,020 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc il faut qu'on passe à la vérification de la flèche.

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{8550}{500} = 17,10 \text{ mm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

ü Calcul du moment d'inertie :**- Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$$

$$B_o = B + nA_{ut} = 100 \times 17 + 15 \times 10,77 = 1861,55 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 10,77 \times 15 = 16873,25 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$V_1 = \frac{16873,25}{1861,55} = 9,06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 9,06 = 7,94 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{ut} (V_2 - c)^2$$

$$I_o = \frac{100 (9,06^3 + 7,94^3)}{3} + 15 \times 10,77 \times (7,94 - 2)^2$$

$$I_o = 47174,85 \text{ cm}^4$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 15} = 0,718 \quad \Rightarrow b_1 = 0,877$$

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_t} = \frac{10,88 \times 10^6}{0,877 \times 150 \times 10,77 \times 10^2} = 76,80 \text{ Mpa}$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00718 \times 76,80 + 2,1}; 0 \right\} = 0,15$$

$$\text{Avec : } r = \frac{A}{bd} = 0,00718$$

$$I_v = \frac{0,02 f_{t28}}{r \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00718 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 1,17$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + I m} = \frac{1,1 \times 47174,85}{1 + 1,17 \times 0,15} = 44144,90 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10,88 \times 10^6 \times 8550^2}{10 \times 10818,86 \times 44144,90 \times 10^4} = 16,65 \text{ mm}$$

$$f_v = 16,65 \text{ mm} \text{ p } \bar{f} = 17,10 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4 La poutre palière :

Le palier intermédiaire des escaliers de l'étage courant repose sur une poutre considérée comme semi-encastree dans les poteaux, dite poutre palière. Sa portée est de 3,00 m comme le présente le schéma ci-dessous. Le calcul s'effectue en flexion simple.

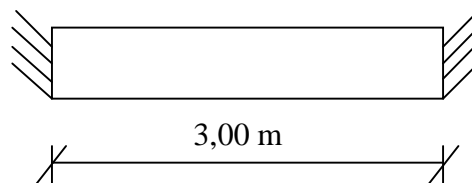


Fig. III.25 : Schéma de la poutre palière

III.4.4 Pré-dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Ū Vérifications :

$$b = 25 \text{ cm} \text{ f } 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 30 \text{ cm} \text{ f } 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on fixe la section de la poutre $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

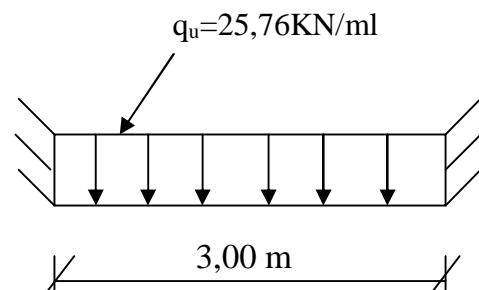
III.4.2 Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 34,84 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 25,26 \text{ KN}$

III.4.3 Calcul à l'état limite ultime :**a) Combinaison de charges à considérer :**

$$q_u = 1,35 G + \frac{2 R_u}{L} = 1,35 \times 1,875 + \frac{2 \times 34,84}{3,00}$$

$$q_u = 25,76 \text{ KN / ml}$$

**b) Calcul des moments fléchissant :**

$$M_o = \frac{q_u L^2}{8} + \frac{25,76 \times 3^2}{8} = 28,98 \text{ KN}$$

En tenant compte de semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_o = -8,69 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{ut} = 0,85 M_o = 24,63 \text{ KN.m}$

c) Calcul de l'effort tranchant :

Le calcul se fera comme suit :

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{25,76 \times 3}{2} = 38,64 \text{ KN}$$

§ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

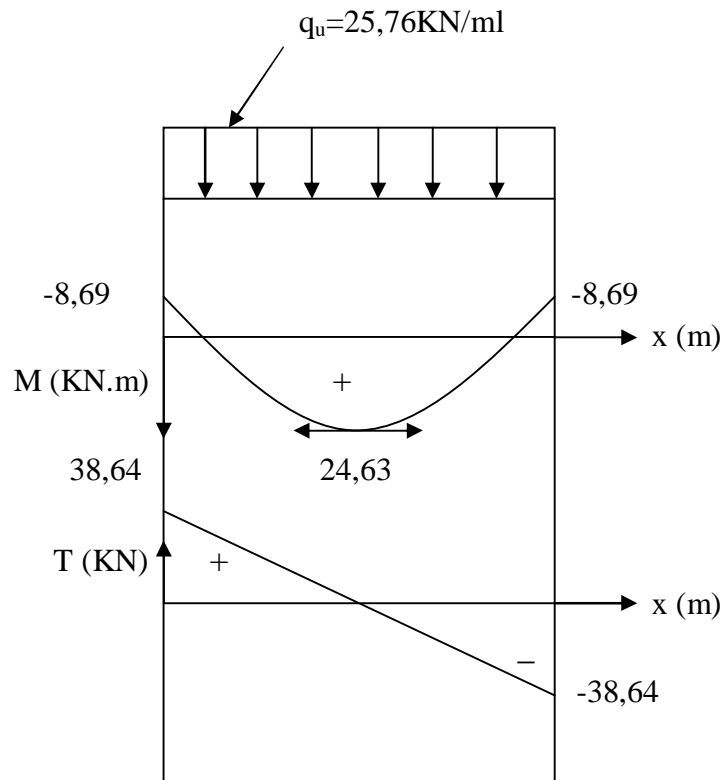


Fig.III.26 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

c) Calcul des armatures :

1- Armatures principales : (longitudinales)

ü Aux appuis :

$$M_a = -8,69 \text{ kN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,69 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,031 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,031 \Rightarrow b = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_u}{bd s_s} = \frac{8,69 \times 10^3}{0,984 \times 28 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = $2,34 \text{ cm}^2$

Ü En travée :

$$M_t = 24,63 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_u}{bdf_{bc}} = \frac{24,63 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,088 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,088 \quad \Rightarrow \quad b = 0,954$$

$$A_t = \frac{24,63 \times 10^3}{0,954 \times 28 \times 348} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} - A_{\text{apuis}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \\ - A_{\text{travée}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$t_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{t}_{se} = y_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n p f = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{38,64 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 1,63 \text{ MPa} \quad \text{p} \quad \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$t_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{t}_u$$

Avec la fissuration peut nuisible :

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}; 5 MPa \right\} = \min \{3,25; 5 MPa\} = 3,25 MPa$$

$$t_u \frac{38,64 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,55 MPa \quad \text{p} \quad \bar{t}_u = 3,25 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton comprimé sur les appuis :**

$$V_u = 38,64 \text{ KN}$$

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{g_b} ab$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 25 = 420 \text{ KN}$$

$$V_u = 38,64 \text{ KN} \quad \text{p} \quad \bar{V}_u = 420 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\frac{f_e}{g_s}}$$

$$A_s \frac{38,64 + \frac{-8,69 \times 10^2}{0,9 \times 28}}{\frac{40}{1,15}} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \text{f} \quad 0,11 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres :

$$L_s = \frac{ff_e}{4t_{su}}$$

Avec :

$$t_{su} = 0,6 y_s^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

- La longueur de scellement droit des barres = 35,27 cm

- La longueur de recouvrement est : $L_c = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$

2- Armatures transversales : (BAEL 91 Art. A7-2-2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; f_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale de la poutre.

f_l : Diamètre des barres longitudinales.

$$f_t \leq \{8,57; 12; 25\}$$

$$f_t = 8mm$$

On opte comme armatures transversales un cadre et un étrier en HA8.

a) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 (Art. 7,5.2.2), on obtient ce qui suit :

• Zone nodale :

$$l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 f_l; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

b) Calcul de la section minimale :

Selon le RPA99, la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$- A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

$$- A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

Alors on opte pour un cadre et un étrier de Ø8

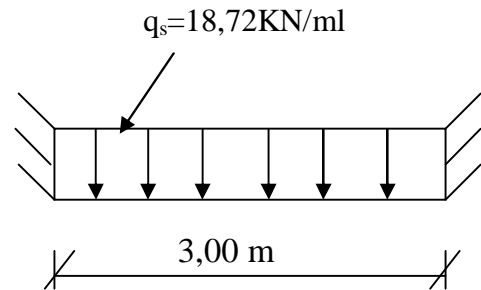
$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$$

III.4.4 Calcul à l'état limite de service :

a) Combinaison de charges à considérer :

$$q_s = G + \frac{2R_s}{L} = 1,875 + \frac{2 \times 25,26}{3,00}$$

$$q_s = 18,72 \text{ KN / ml}$$



b) Calcul des moments fléchissant :

$$M_o = \frac{q_s L^2}{8} + \frac{18,72 \times 3^2}{8} = 21,06 \text{ KN}$$

En tenant compte de semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_o = -6,32 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{st} = 0,85 M_o = 18,07 \text{ KN.m}$

c) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{18,72 \times 3}{2} = 28,08 \text{ KN}$$

§ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

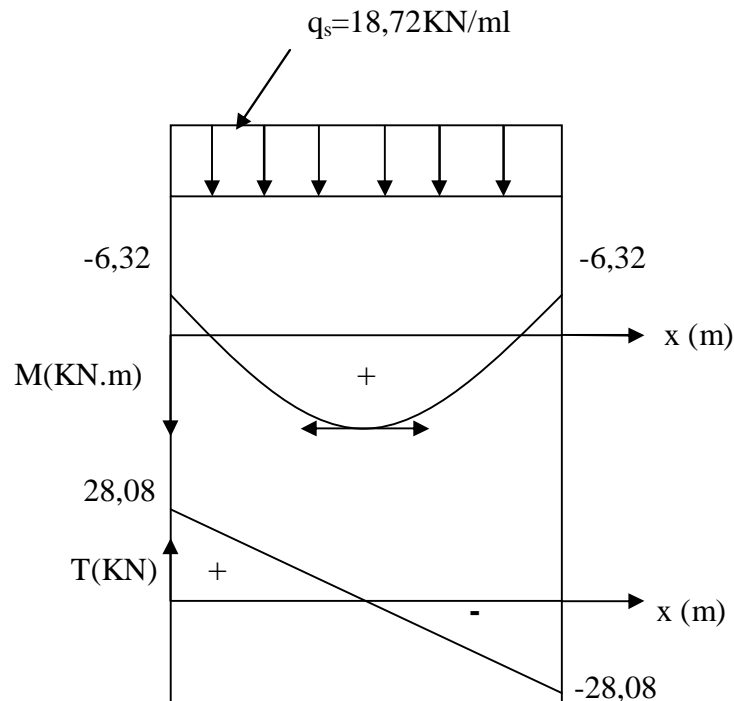


Fig.III.27 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

✓ Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

Ü Aux appuis :

$$M_a = -6,32 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,336 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,910 \\ k_1 = 40,36 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_a}{b_1 d A_a} = \frac{66,32 \times 10^3}{0,910 \times 280 \times 2,35 \times 10^2} = 105,55 MPa$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{105,55}{40,36} = 2,61 MPa \leq \bar{s}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü En travées :

$$M_t = 18,07 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,57 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_t} = \frac{18,07 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 212,70 MPa$$

$$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{212,70}{32,57} = 6,53 MPa \leq \bar{s}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{18,07}{10 \times 21,06} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5 Calcul de la salle machines:

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(0,90 \times 0,68) \text{ m}^2$.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,75 \times 0,75) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude de panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

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.

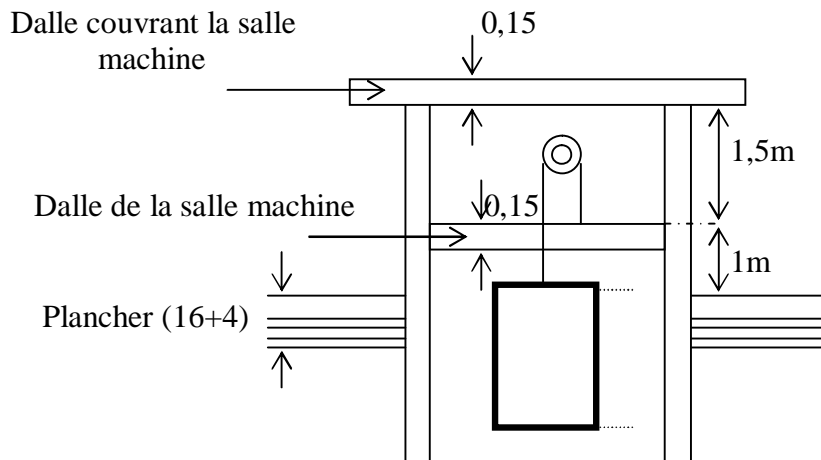


Fig.III.28 : Cage de l'ascenseur

III.5.1 Dimensionnement :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \Rightarrow \frac{68}{30} \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow 2,27 < 15 \text{ cm}$$

$$h_0^{\min} = 15 \text{ cm (donnée par RPA99 version 2003)} \Rightarrow \text{soit } h_0 = 15 \text{ cm}$$

ü Calcul de ρ :

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{68}{90} = 0,8 \Rightarrow 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,8 \leq 1$$

\Rightarrow La dalle travail dans les deux sens

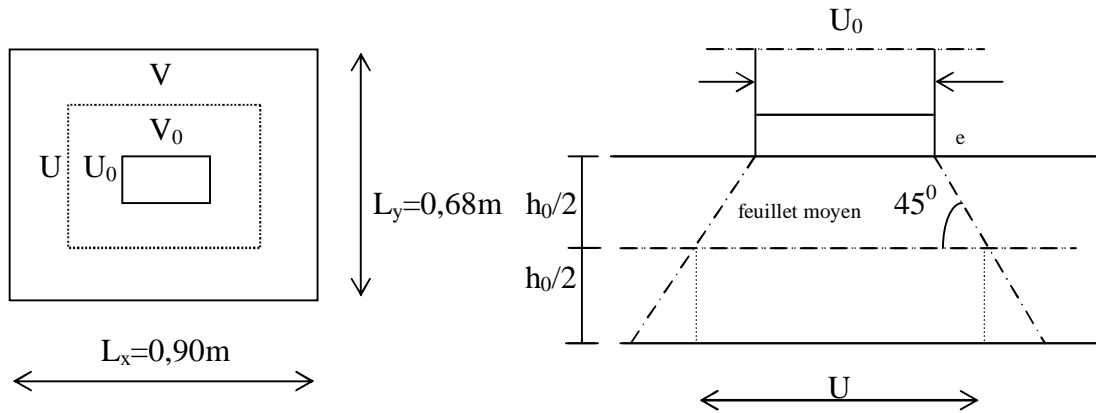


Fig.III.29 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

Avec :

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

h_0 : Hauteur de la dalle.

e_0 : Epaisseur de revêtement.

$$U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + x \cdot e \right)$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + x \cdot e \right) \\ U_0 = V_0 = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

\Rightarrow Revêtement en béton ($x = 1$)

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 = 75 + 2 \times 5 + 15 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 = 75 + 2 \times 5 + 15 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

III.5.2 Détermination des sollicitations :

▼ L'ELU :

- $P_u = 1,35(P) = 1,35(90)$

$$\Rightarrow P_u = 121,5 \text{ KN} \text{ (Charge concentrée due au système de levage).}$$

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

- $G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05$

$$\Rightarrow G = 4,85 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (Poids propre de la dalle).}$$

- $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{(Surcharge d'exploitation).}$

D'où : $q_u = 1,35(4,85) + 1,5(1)$

$$\Rightarrow q_u = 8,05 \text{ KN} / \text{ml} \text{ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m).}$$

▼ L'ELS :

- $P_s = p = 90 \text{ KN}$

- $q_s = G + Q = 4,85 + 1$

$$\Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN} / \text{ml}$$

III.5.3 Calcul des moments :

a) Moment dû au système du levage :

Les abaques donnant les moments au centre linéaire du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + uM_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + uM_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de :

r_x et rapports : $\frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y}$

u : Coefficient de poisson avec:

$$\begin{cases} u = 0 & \text{à ELU} \\ u = 0,2 & \text{à ELS} \end{cases}$$

P_u : Intensité de la charge concentrée.

U, V : Côté du rectangle sur lequel la charge $\langle P \rangle$ s'applique.

$$r = 0,8 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{100}{68} = 1,47 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{100}{90} = 1,1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,045 \\ M_2 = 0,027 \end{cases}$$

- $M_{x1} = P_U (M_1 + uM_2) = 121,5(0,045 + 0) = 5,48 \text{ KN.m}$
- $M_{y1} = P_U (M_2 + uM_1) = 121,5(0,027 + 0) = 3,28 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 5,48 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 3,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moment dû au poids propre de la dalle pleine:

Les moments fléchissant développée au centre du panneau.

ü Dans le sens de L_x :

$$M_{x2} = m_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

ü Dans le sens de L_y :

$$M_{y2} = m_y \cdot M_{x2}$$

m_x et m_y : Sont donnés en fonction de rapport r_x et le coefficient de poisson u .

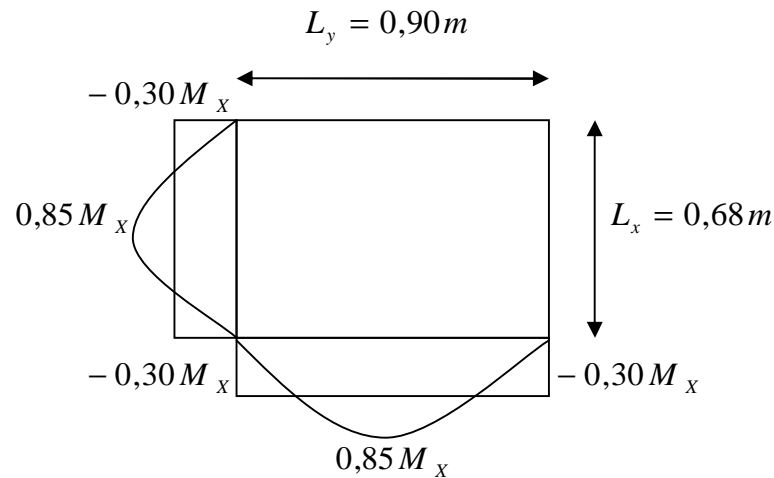
$$\text{On a : } \begin{cases} r_x = 0,8 \\ u = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} m_x = 0,0565 \\ m_y = 0,595 \end{cases}$$

- $M_{x2} = m_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0565 \cdot 8,05 \cdot (0,90)^2 = 0,368 \text{ KN.m}$
- $M_{y2} = m_y \cdot M_{x2} = 0,595 \cdot 0,368 = 0,219 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,368 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,219 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 5,48 + 0,368 \\ M_y = 3,28 + 0,219 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 5,85 \text{ KN.m} \\ M_y = 3,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$



d) Correction des moments:

• En travée :

$$\begin{cases} M_X^t = 0,85 M_X = 0,85(5,85) = 4,97 \text{ KN.m} \\ M_Y^t = 0,85 M_Y = 0,85(3,50) = 2,98 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_X^t = 4,97 \text{ KN.m} \\ M_Y^t = 2,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Aux appuis :

$$M_X^a = M_Y^a = 0,3 \cdot M_X = 0,3 \cdot 5,85$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_X^a = 1,76 \text{ KN.m} \\ M_Y^a = 1,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.4 Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur.

▼ Sens x-x :

• Aux appuis :

$$\text{Calcul de } m_b : m_b = \frac{M_X^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,76 \cdot 10^6}{750 \cdot (130)^2 \cdot 14,2} = 0,010$$

$$m_b = 0,010 \longrightarrow b = 0,995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_X^a}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,76 \cdot 10^6}{0,995 \cdot (130) \cdot 348} = 39,10 \text{ mm}^2 = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA10} \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• En travée :

$$\text{Calcul de } m_b : m_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4,97.10^6}{750.(130)^2.14,2} = 0,028$$

$$m_b = 0,028 \longrightarrow b = 0,986$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^t}{b.d.s_{st}} = \frac{4,97.10^6}{0,986.(130).348} = 111,42 \text{ mm}^2 = 1,11 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA10} \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

▼ Sens y-y :

• Aux appuis :

$$\text{Calcul de } m_b : m_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1,76.10^6}{750.(130)^2.14,2} = 0,010$$

$$m_b = 0,010 \longrightarrow b = 0,995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{b.d.s_{st}} = \frac{1,76.10^6}{0,995.(130).348} = 39,10 \text{ mm}^2 = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA10} \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

• En travée :

$$\text{Calcul de } m_b : m_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,98.10^6}{750.(130)^2.14,2} = 0,016$$

$$m_b = 0,016 \longrightarrow b = 0,992$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^t}{b.d.s_{st}} = \frac{2,98.10^6}{0,992.(130).348} = 66,40 \text{ mm}^2 = 0,66 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA10} \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.5.5 Vérification à L'ELU :

a) Condition non fragilité : (BAEL 91 modifié 99/Art B.7.4)

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

$$A_x^{\min} \geq \frac{r_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) b.h$$

$$A_y^{\min} \geq r_0 . b.h$$

A_x, A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans les deux sens x , y.

r_0 : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : $r_0 = 0,0008$).

L_x, L_y : Dimension de la dalle.

avec $L_x \leq L_y$

▼ Sens x-x :

$$\Rightarrow A_x^{\min} \geq \frac{0,0008}{2} \left(3 - \frac{86}{90} \right) 75 . 15 = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 0,92 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▼ Sens y-y :

$$\Rightarrow A_y^{\min} \geq 0,0008 . 75 . 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/Art B.5.2,2)

Effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur les quatre côtes est données par les formules suivantes :

$$\text{À} : \frac{L_x}{2} : V_u = \frac{P_u}{3L_y}$$

$$\text{À} : \frac{L_y}{2} : V_u = \frac{P_u}{2L_y + L_x}$$

▼ Sens x-x :

$$\bullet V_u = \frac{P_u}{3L_y} = \frac{121,5}{3(0,90)} = 45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u = 45 \text{ KN}$$

$$\bullet t_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{45 \cdot 10^3}{750 \cdot 130} = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \bar{t}_u = \min \left\langle \frac{0,2 f_{c28}}{g_b}; 5 \text{ Mpa} \right\rangle \Leftrightarrow \min \left\langle \frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\rangle = \min \langle 3,33; 5 \text{ Mpa} \rangle$$

$$\Rightarrow \bar{t}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} t_u = 0,46 \text{ Mpa} \\ \bar{t}_u = 3,33 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow t_u < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▼ Sens y-y :

$$\bullet V_u = \frac{P_u}{2L_y + L_x} = \frac{121,5}{2(0,90) + 0,86} = 45,68 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u = 45,68 \text{ KN}$$

$$\bullet t_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{45,68 \cdot 10^3}{750 \cdot 130} = 0,47 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \bar{t}_u = \min \left\langle \frac{0,2 f_{c28}}{g_b}; 5 \text{ Mpa} \right\rangle \Leftrightarrow \min \left\langle \frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\rangle = \min \langle 3,33; 5 \text{ Mpa} \rangle$$

$$\Rightarrow \bar{t}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} t_u = 0,47 \text{ Mpa} \\ \bar{t}_u = 3,33 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow t_u < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Poinçonnement : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.4.2)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq P_c = \frac{0,045 \cdot m_c \cdot h \cdot f_{c28}}{g_b}$$

Avec :

m_c : Périmètre du contour.

$$m_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \cdot (1 + 1) \Rightarrow m_c = 4m$$

$$P_c = \frac{0,045 \cdot (4) \cdot 0,15 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 450 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_c = 450 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} P_u = 121,5 \text{ KN} \\ P_c = 450 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow P_u < P_c \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Diamètre maximal des armatures: (BAEL 91 modifié 99/Art A.8.2.42)

On doit vérifier que :

$$f \leq f_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Et on a : $f = 10 \text{ mm}$

$$f = 10 \text{ mm} < f = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Rapport minimal des aciers en travées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Espacement des armatures: (BAEL 91/Art A.8.2.42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Direction la plus sollicitée : $\min(2h_t, 25 \text{ cm})$.

-Direction perpendiculaire : $\min(3h_t, 33 \text{ cm})$.

▼ Sens x-x :

Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h_t, 25 \text{ cm}) = \min(30, 25 \text{ cm})$.

Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h_t, 25 \text{ cm}) = \min(30, 25 \text{ cm})$.

▼ Sens y-y :

Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_t, 25 \text{ cm}) = \min(45, 25 \text{ cm})$.

Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_t, 25 \text{ cm}) = \min(45, 25 \text{ cm})$.

III.5.5. Vérification à L'ELS :

1. Calcul des moments :

a) Moment dû au système du levage :

Les abaques donnant les moments au centre linéaire du panneau.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s (M_1 + uM_2) \\ M_{y1} = P_s (M_2 + uM_1) \end{cases}$$

Avec:

$$u = 0,2 \quad M_1 = 0,045 \quad M_2 = 0,027$$

- $M_{x1}^s = P_s (M_1 + uM_2) = 90(0,045 + 0,2(0,027)) = 4,54 \text{ KN.m}$
- $M_{y1}^s = P_s (M_2 + uM_1) = 90(0,027 + 0,2(0,045)) = 3,24 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^s = 4,54 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = 3,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moment dû au poids propre de la dalle pleine:

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN / ml}$$

ü Dans le sens de L_x :

$$M_{x2}^s = m_x \cdot q_s \cdot (L_x)^2$$

ü Dans le sens de L_y :

$$M_{y2}^s = m_y \cdot M_{x2}^s$$

m_x et m_y : Sont donnés en fonction de rapport r_x et le coefficient de poisson u .

$$\text{On a : } \begin{cases} r_x = 0,8 \\ u = 0,2 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} m_x = 0,0632 \\ m_y = 0,710 \end{cases}$$

- $M_{x2}^s = m_x \cdot q_s \cdot (L_x)^2 = 0,0632 \cdot 5,85 \cdot (0,86)^2 = 0,273 \text{ KN.m}$
- $M_{y2}^s = m_y \cdot M_{x2}^s = 0,710 \cdot 0,273 = 0,194 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{X2}^S = 0,273 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^S = 0,194 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_X^S = M_{X1}^S + M_{X2}^S \\ M_Y^S = M_{Y1}^S + M_{Y2}^S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_X^S = 4,54 + 0,273 \\ M_Y^S = 3,24 + 0,194 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_X^S = 4,81 \text{ KN.m} \\ M_Y^S = 3,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Correction des moments:

• **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0,85 M_X^S = 0,85(4,81) = 4,09 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 0,85 M_Y^S = 0,85(3,43) = 2,92 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx}^s = 4,09 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 2,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{ax}^t = M_{ay}^t = 0,3.M_X^S = 0,3.(4,81)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ax}^s = 1,44 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^s = 1,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. Vérification des contraintes dans le béton:

Il faut vérifier :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} \quad \text{avec :} \quad \bar{s}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

$$\begin{cases} 1\text{-La section est rectangulaire.} \\ 2\text{-La nuance des aciers est de FeE400.} \\ 3\text{-} a \leq \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec :} \quad g = \frac{M_u}{M_s} \end{cases}$$

Ü Dans le sens de L_x :

• Aux appuis :

$$\text{Calcul de } m_b : m_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,44 \cdot 10^6}{750 \cdot (130)^2 \cdot 14,2} = 0,008$$

$$m_b = 0,008 \longrightarrow a = 0,0100$$

Soit :

$$g = \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{1,76}{1,44} - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 \Rightarrow g = 0,36$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 0,0100 \\ g = 0,36 \end{array} \right\} \Rightarrow a < g \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\text{Calcul de } m_b : m_b = \frac{M_{tx}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,09 \cdot 10^6}{750 \cdot (130)^2 \cdot 14,2} = 0,022$$

$$m_b = 0,022 \longrightarrow a = 0,0279$$

Soit :

$$g = \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{4,97}{4,09} - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 \Rightarrow g = 0,36$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 0,0279 \\ g = 0,36 \end{array} \right\} \Rightarrow a < g \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ü Dans le sens de L_y :

• Aux appuis :

Calcul de m_b : $m_b = \frac{M_{ax}^t}{b.d^2.f_{bu}}$

$$m_b = 0,008 \longrightarrow a = 0,0100$$

Soit :

$$g = \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow g = 0,35$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 0,0100 \\ g = 0,35 \end{array} \right\} \Rightarrow a < g \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

Calcul de m_b : $m_b = \frac{M_{ty}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,92 \cdot 10^6}{750 \cdot (130)^2 \cdot 14,2} = 0,016$

$$m_b = 0,016 \longrightarrow a = 0,0201$$

Soit :

$$g = \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{2,98}{2} - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,26 \Rightarrow g = 0,26$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 0,0201 \\ g = 0,26 \end{array} \right\} \Rightarrow a < g \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les (03) conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression de béton.

Remarque :

Comme la fissuration est peu préjudiciable ; alors aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche:

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x}$$

$$2) \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur de la dalle.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction (x-x).

M_x : Moment isostatique dans la direction (x-x) pour une bande de largeur égale à 1m.

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1m.

d : Hauteur utile de la bande.

b : Largeur de la bande.

$$1) \quad \frac{h}{L_x} = \frac{15}{90} = 0,17 \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} = \frac{0,85 . M_x}{20 . M_x} = \frac{4,97}{20 . 5,85} = 0,042$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

$$2) \quad \frac{A_x}{b.d} = \frac{3,93}{75 . 13} = 0,004 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

L'ingénieur en génie civil a aussi dû confronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul, comme l'ETABS, ROBOT, etc...

L'ETABS est un logiciel de calcul qui permet l'analyse des structures en se basant sur la méthode des éléments finis.

VI.1 Principe de la (M.E.F) :

L'évolution des logiciels du calcul et de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets qui sont considérés de plus en plus insolubles avec les méthodes classiques, plusieurs problèmes sont rencontrés lors de la réalisation de ces œuvres.

La difficulté pour l'ingénieur est de savoir choisir parmi les lois de la physique, celles dont les équations traduiront avec une précision voulue la réalité de ses problèmes, pour dominer son projet l'ingénieur a besoin des méthodes qui lui permettent de les résoudre.

La méthode des éléments finis est l'une des plus utilisées aujourd'hui et son enseignement est très multidisciplinaire, elle constitue un outil informatique pour exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équation algébriques, donc elle consiste à remplacer un problème continu au problème discret.

Il est subdivisé en sous-domaines de géométries simples appelés éléments, sur lesquels l'étude du problème peut se faire en une seule opération.

La solution finale s'obtient en résolvant un système d'équation algébrique obtenue sur tous les éléments constituant le domaine.

La méthode des éléments finis est maintenant très répandue dans la méthode d'intégration numérique de fonction de plusieurs variables de résolution.

VI.2 Description du logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. 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. 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 enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materails : matériaux

Concrete:béton

Steel:acier

Fram section: coffrage

Column: poteau

Beam: poutre

Area: surface

IV.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.0.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).



Fig.IV.1

IV.4 Etapes de modélisation :

IV.4.1 Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités:

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS en bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements.



Fig.IV.2

b) Géométrie de base:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model (Default.edb)**. Cette option permet de créer rapidement un modèle (régulière), en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données et en introduisant :

- Ø Le nombre de portiques suivant (x-x).
- Ø Le nombre de portiques suivant (y-y).
- Ø Le nombre des étages et leurs hauteurs.

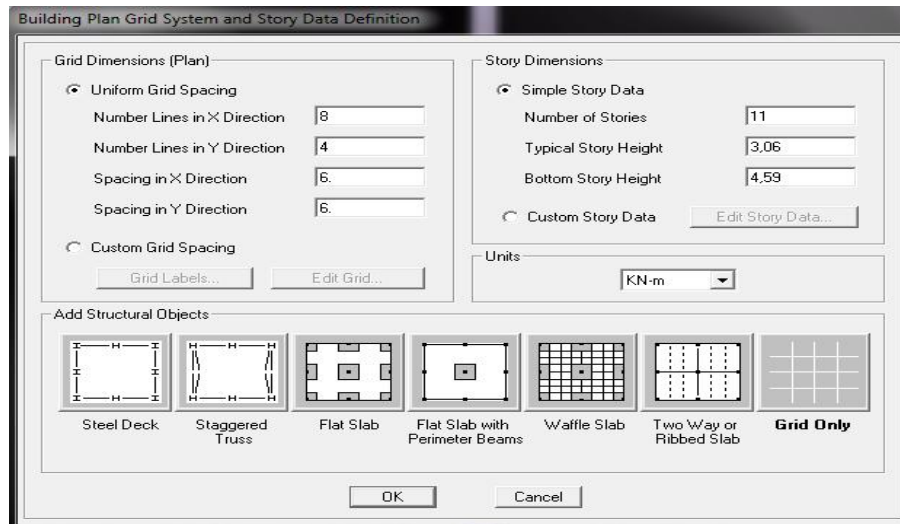


Fig.IV.3 : Différents modèles de structures prédéfinis par l'ETABS

Après la validation on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-X, Y-Y et Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base:

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **OK**.
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : 0, 0.97, 2.86, 5.76, 9.16, 12.46, 15.86, 18.76, 21.71

Suivant y : 0, 1.30, 5.50, 7.10, 11.25, 12.65

Suivant z : 0, 4.59, 7.65, 10.71, 13.77, 16.83, 19.89, 22.95, 26.01, 29.07, 32.13, 35.19

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	2.95	Primary	Show	Top	
3	C	5.85	Primary	Show	Top	
4	D	9.25	Primary	Show	Top	
5	E	12.55	Primary	Show	Top	
6	F	15.95	Primary	Show	Top	
7	G	18.85	Primary	Show	Top	
8	H	21.8	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	4.2	Primary	Show	Left	
3	3	5.8	Primary	Show	Left	
4	4	9.95	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Fig.IV.4 : Lignes de grilles

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3.06	35.19	Yes		No	0.
11	STORY10	3.06	32.13	No	STORY11	No	0.
10	STORY9	3.06	29.07	No	STORY11	No	0.
9	STORY8	3.06	26.01	No	STORY11	No	0.
8	STORY7	3.06	22.95	No	STORY11	No	0.
7	STORY6	3.06	19.89	No	STORY11	No	0.
6	STORY5	3.06	16.83	No	STORY11	No	0.
5	STORY4	3.06	13.77	No	STORY11	No	0.
4	STORY3	3.06	10.71	No	STORY11	No	0.
3	STORY2	3.06	7.65	No	STORY11	No	0.
2	STORY1	4.59	4.59	No	STORY11	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

Fig.IV.5 : Hauteur d'étage

IV.4.2 Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux l'occurrence, l'acier et le béton.

Define puis **Material Properties** on sélectionne **Conc** et on clique sur **Modify/Show Materail**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

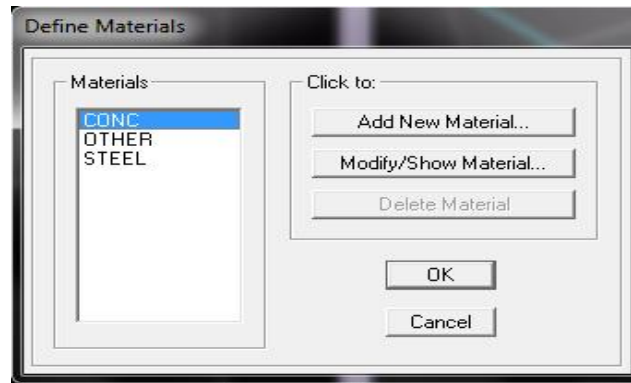


Fig.IV.6 : Définition des matériaux

IV.4.3 Troisième étape:

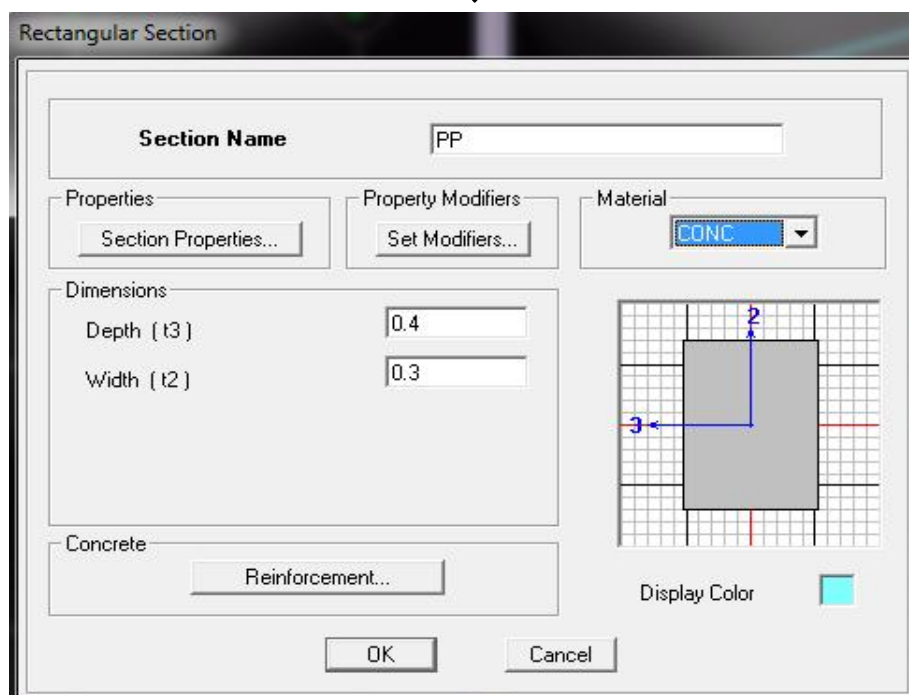
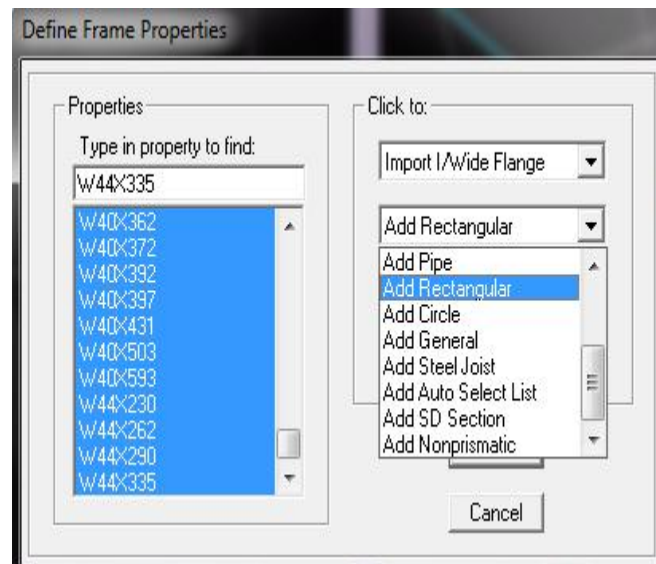
Cette étape consiste à affecter les propriétés géométriques aux éléments de la structure (poutre, poteaux, dalle, voile.....).

Define puis **Frame Sections**, on sélectionne **Add Rectangular** dans la liste d'ajout de sections.

Ø Poutres et Poteaux :

Exemple : On introduit les valeurs des poutres principales

- Section Name : PP
- Material : Conc
- Depth : 0,4
- Width : 0,3



On procède de la même façon que les poutres principales pour les poutres secondaires et les poteaux.

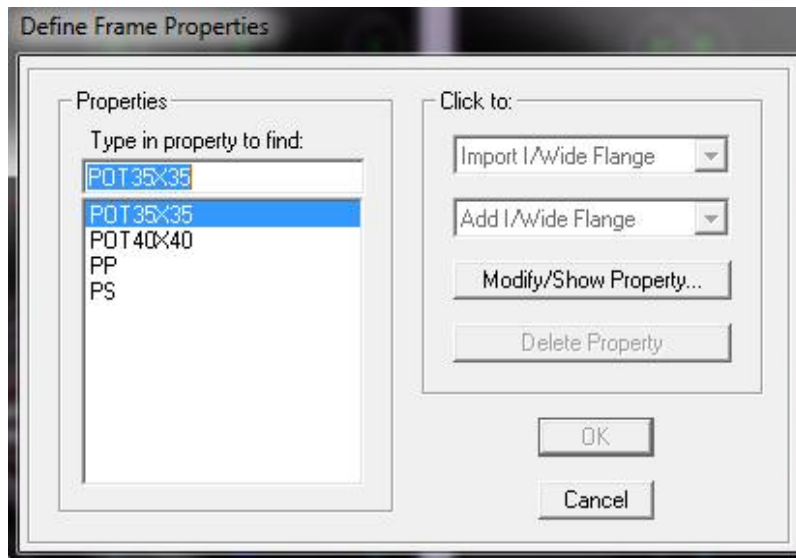
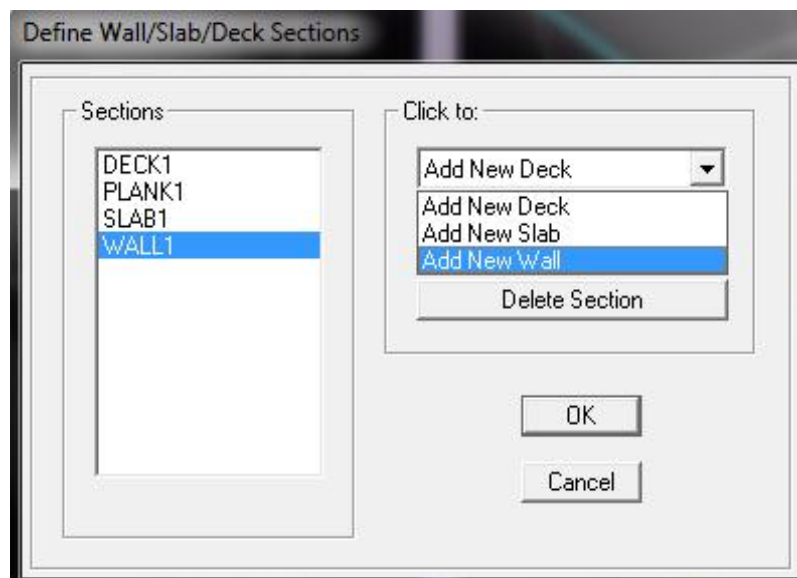


Fig.IV.7 : Définition des sections

Ø Voile:

Define en puis **Wall/Slab/Deek Sections**, on clique sur **Add newWall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



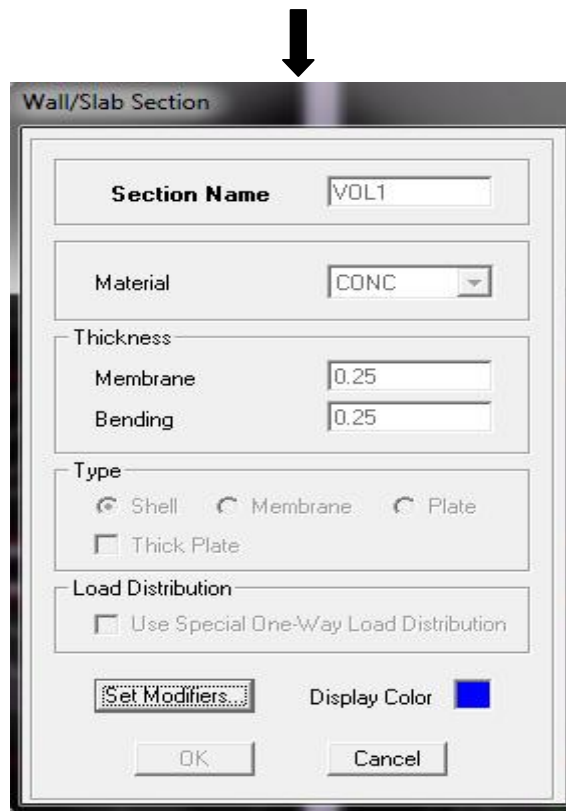


Fig.IV.8 : Définition des voiles

IV.4.4 Quatrième étape: Définition des charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure.

a) Les charges statiques (Q et G) :

Define → Static Load Cases.

Ø Charge permanente G :

Load Name: G

Type: DEAD

Self weight Multiplier: 1

Ø Charge d'exploitation Q :

Load Name: Q

Type: LIVE

Self weight Multiplier: 0

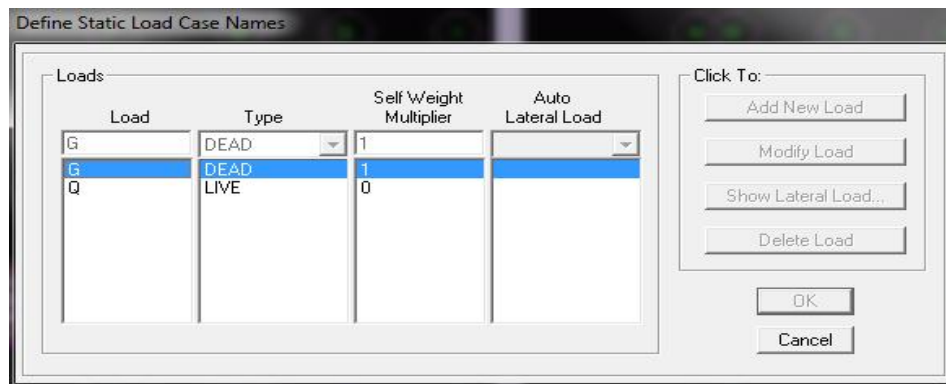


Fig.IV.9 : Définition des charges statiques

b) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduit 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 soumise à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

-Données à introduire dans le logiciel :

- Ø Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003).
- Ø Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).
- Ø Coefficient de comportement : mixte portiques/voiles avec interaction.
- Ø Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Ø Site : S1.
- Ø Facteur de qualité (Q)

On ouvre le logiciel en clique sur l'icone.



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'logiciel **Text**.

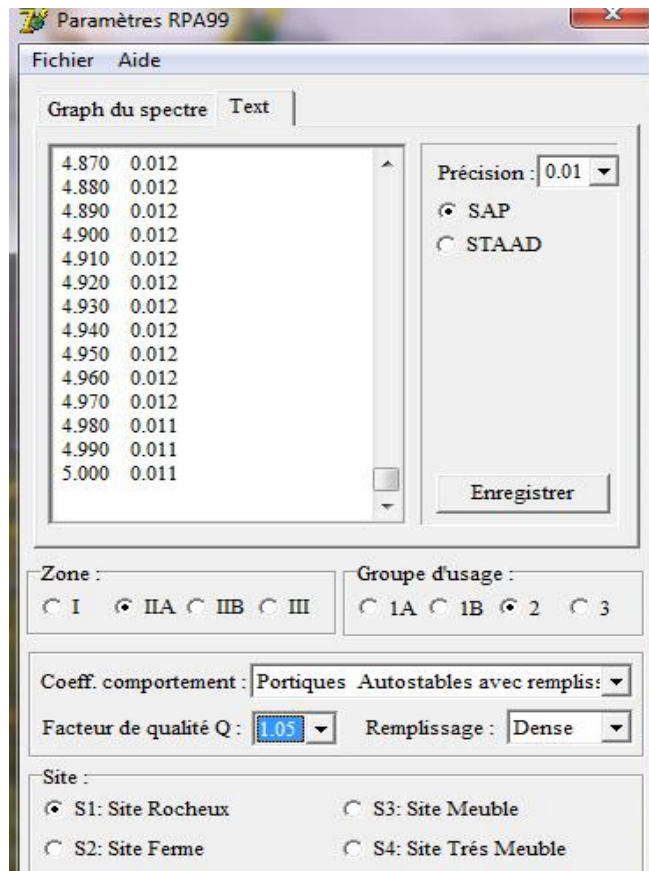


Fig.IV.10 : Définition de spectre

Remarque :

On doit enregistrer le fichier RPA dans le même dossier que celui du fichier ETABS.

-Injection du spectre de repense dans l'ETABS:

Pour injecter le spectre dans logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file

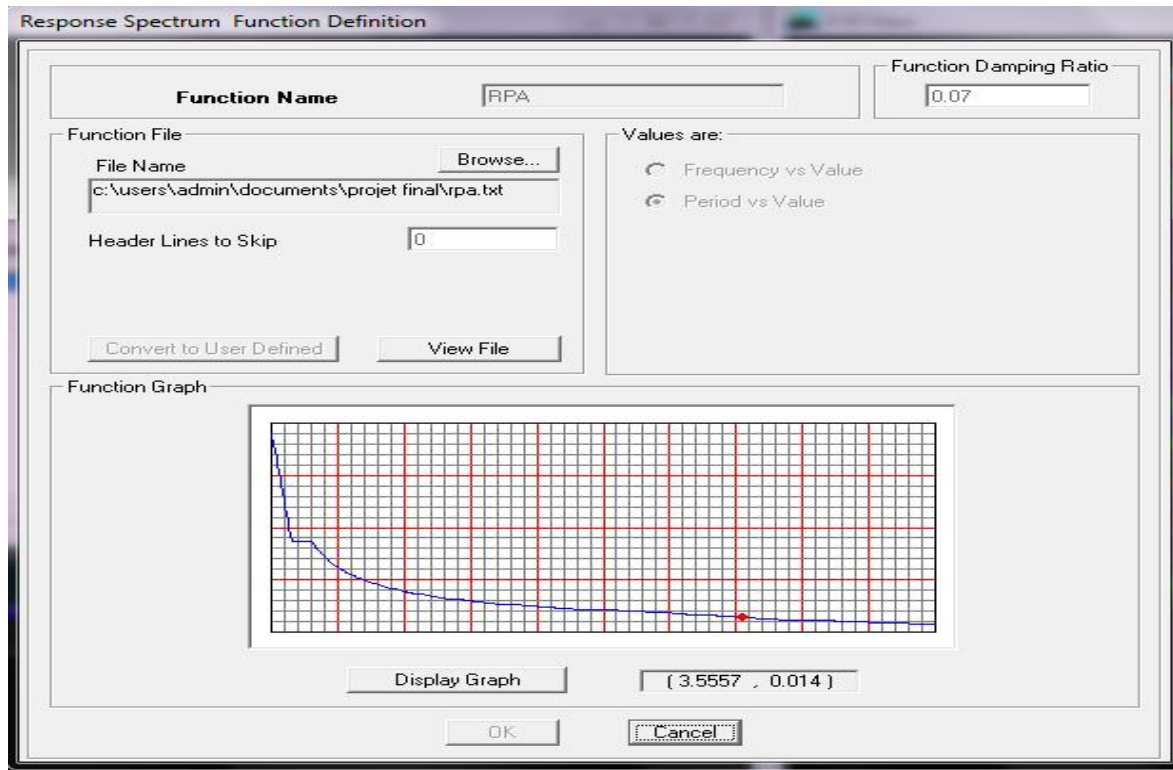


Fig.IV.11 : Spectre de repense

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Response Spectrum Cases → Add New Spectrum

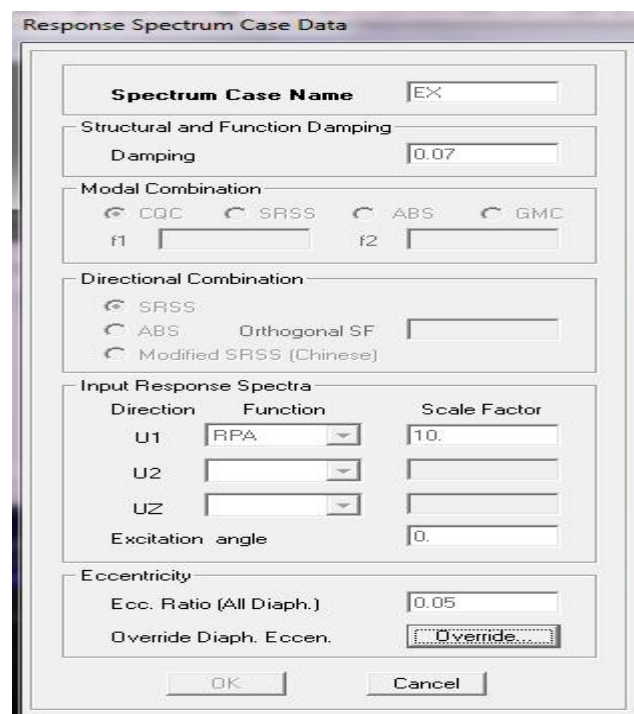


Fig.IV.12 : Définition de la charge sismique E

Dans la partie Input response spectre, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

IV.4.5 Cinquième étape: Chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en clique sur



Assing → Fram/line loads → Distributed

Dans le case Load Case Name on spécifié le type de chargement (G ou Q), en suite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

IV.4.6 Sixième étape: Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaison aux états limites :

E.L.U : $1,35G + 1,5Q$

E.L.S : $G + Q$

Combinaison accidentelles du RPA :

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo.

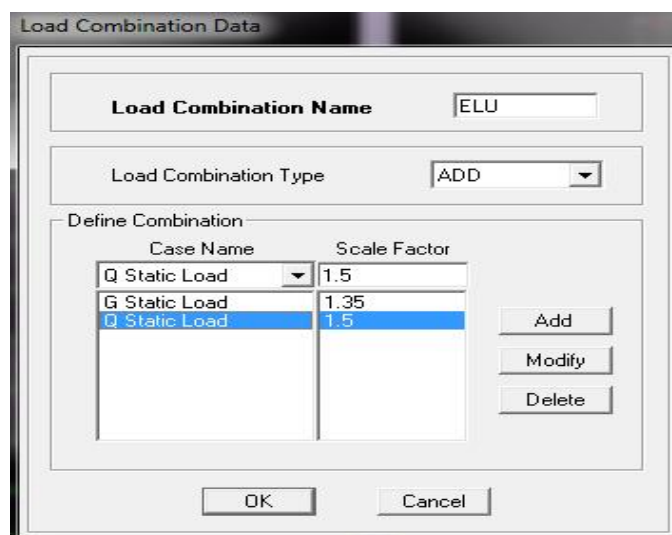


Fig.IV.13 : Définition des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.7 Septième étape: Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):

Ø Appuis :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assing → **Joint/ Point** → **Restraines**



Fig.IV.14 : Encastrement

Ø 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

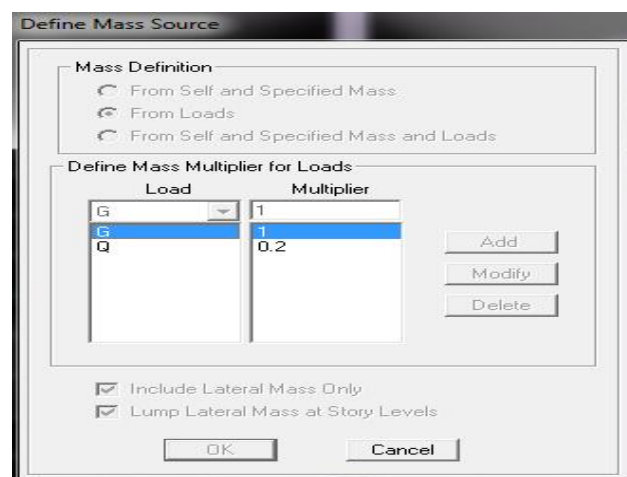


Fig.IV.15 : Définition du poids propre

Ø Diaphragme:

Les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assing → Joint/ Point → Diaphragm → Add New Diaphragm

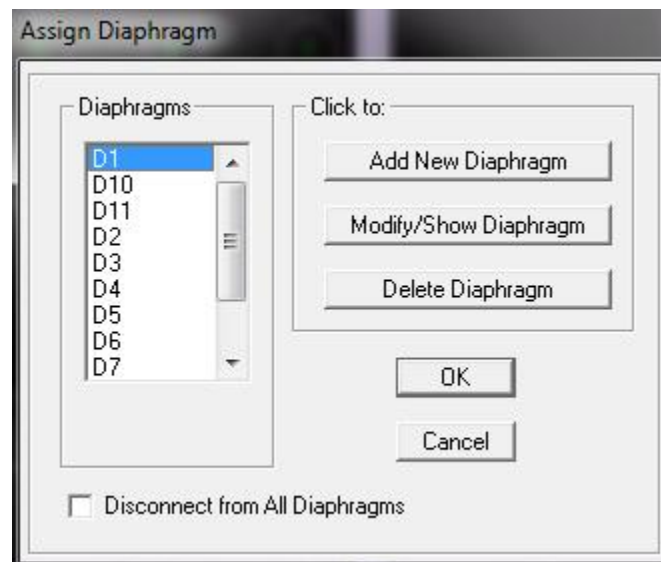


Fig.IV.16 : Diafragma

IV.4.8 Huitième étape: Analyse et visualisation des résultats:

Ø Lancement de l'analyse:

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Ø Visualisation des résultats:

• Période et participation modale :

Display → **Show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.911419	68.4940	0.2799	0.0000	68.4940	0.2799	0.0000
2	0.878267	0.5536	73.6120	0.0000	69.0476	73.8920	0.0000
3	0.784465	3.0162	1.2907	0.0000	72.0638	75.1827	0.0000
4	0.246123	0.0008	13.7101	0.0000	72.0646	88.8928	0.0000
5	0.229659	13.6990	0.0599	0.0000	85.7635	88.9527	0.0000
6	0.220335	2.9991	0.2274	0.0000	88.7627	89.1801	0.0000
7	0.115205	0.0009	4.9910	0.0000	88.7636	94.1711	0.0000
8	0.103630	0.0742	0.0908	0.0000	88.8378	94.2619	0.0000
9	0.099449	5.4382	0.0045	0.0000	94.2760	94.2664	0.0000
10	0.067094	0.0009	2.4473	0.0000	94.2768	96.7137	0.0000
11	0.059754	0.0000	0.0397	0.0000	94.2768	96.7534	0.0000
12	0.057484	2.5315	0.0009	0.0000	96.8083	96.7543	0.0000

Fig.IV.17 : Tableau des périodes et des masses modales

• Déplacements:

Pour extraire les déplacements on sélectionne tout les planchers du niveau considéré :

Display → **Show Tables** → **Displacements** → **point Displacements**

On choisit la combinaison **Ex** → **Ok**

Ux : Correspond au déplacement dans le sens XX.

Uy : Correspond au déplacement dans le sens YY.

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
►	STORY11	D11	EX	0.0121	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00044
	STORY10	D10	EX	0.0110	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00041
	STORY9	D9	EX	0.0098	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00037
	STORY8	D8	EX	0.0086	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00033
	STORY7	D7	EX	0.0073	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029
	STORY6	D6	EX	0.0060	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024
	STORY5	D5	EX	0.0047	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00019
	STORY4	D4	EX	0.0034	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
	STORY3	D3	EX	0.0023	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
	STORY2	D2	EX	0.0013	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	STORY1	D1	EX	0.0005	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002

Fig.IV.18 : Tableau des déplacements selon XX

Et de même pour la combinaison Ey

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

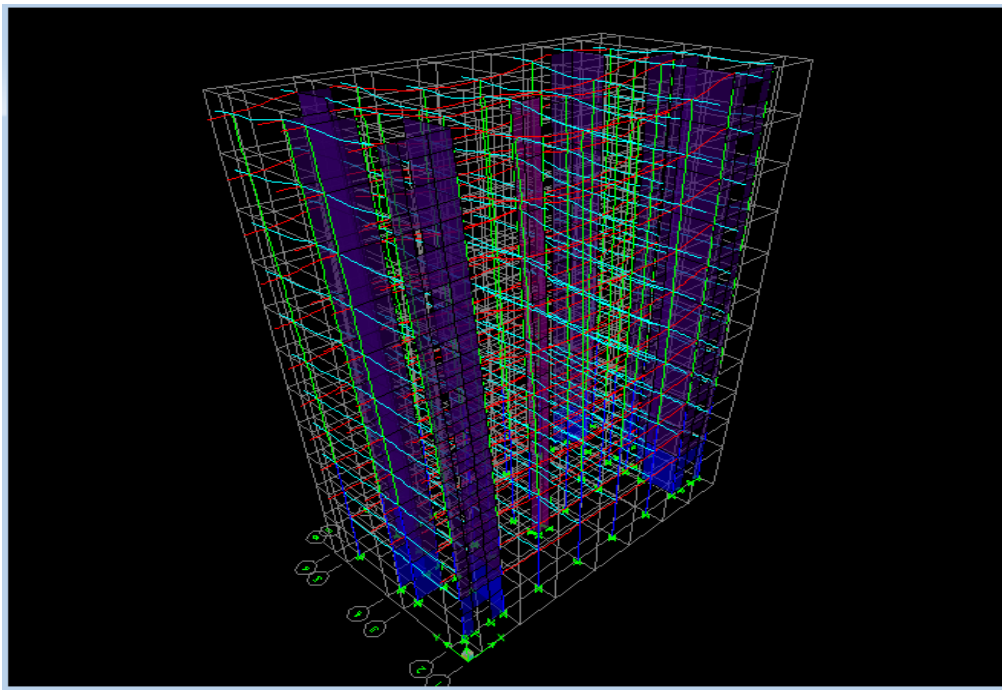


Fig.IV.19 : Déformée de la structure

- **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.

Ø Efforts internes dans les éléments barres:

ü Les poutres :

Pour extraire les efforts max sous formes de tableaux, on commence par sélectionner les poutres.

Selet → **by frame sections** → **choix d'une section** → **ok**

En suite on clique sur :

Display → **Show tables** → **frame ouput** → **frame force** → **Table Beam Forces.**

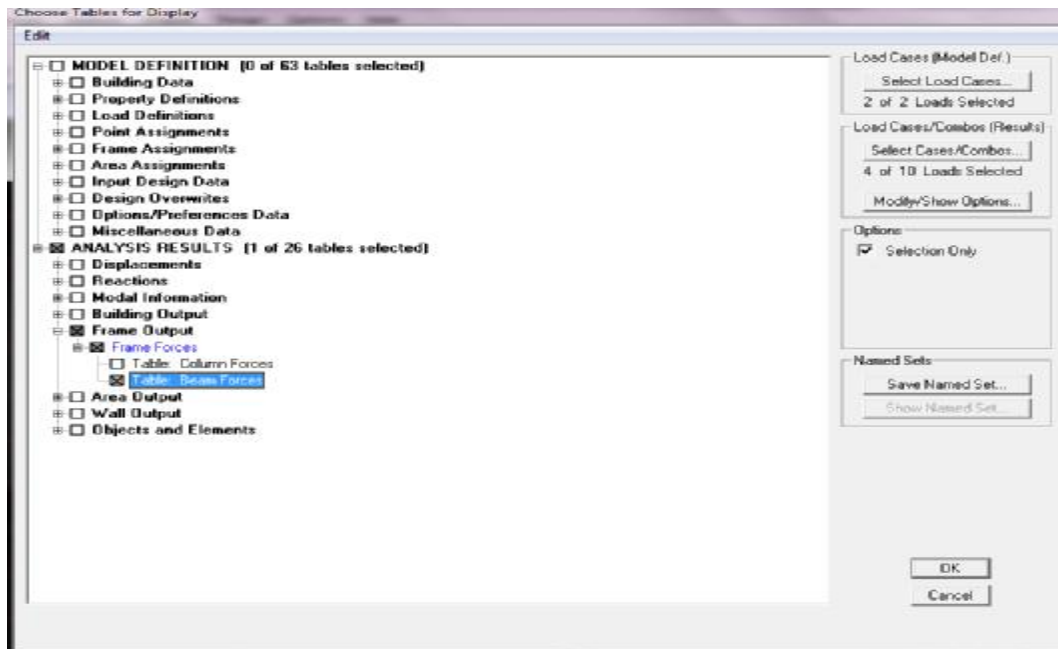


Fig.IV.20 : Effort dans les barres

Beam Forces									
Edit View									
Beam Forces									
	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	STORY6	B13	08GEX MAX	1.158	0.00	6.72	0.00	0.381	0.000
	STORY6	B13	08GEX MAX	1.650	0.00	8.41	0.00	0.381	0.000
	STORY6	B13	08GEX MAX	2.142	0.00	10.09	0.00	0.381	0.000
	STORY6	B13	08GEX MAX	2.633	0.00	11.78	0.00	0.381	0.000
	STORY6	B13	08GEX MAX	3.125	0.00	13.46	0.00	0.381	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	0.175	0.00	-14.71	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	0.667	0.00	-13.03	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	1.158	0.00	-11.34	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	1.650	0.00	-9.66	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	2.142	0.00	-7.97	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	2.633	0.00	-6.29	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	08GEX MIN	3.125	0.00	-4.60	0.00	-0.120	0.000
	STORY6	B13	GQEX MAX	0.175	0.00	1.01	0.00	0.448	0.000
	STORY6	B13	GQEX MAX	0.667	0.00	3.37	0.00	0.448	0.000
	STORY6	B13	GQEX MAX	1.158	0.00	5.72	0.00	0.448	0.000
	STORY6	B13	GQEX MAX	1.650	0.00	8.07	0.00	0.448	0.000
	STORY6	B13	GQEX MAX	2.142	0.00	10.43	0.00	0.448	0.000
	STORY6	B13	GQEX MAX	2.633	0.00	12.78	0.00	0.448	0.000

Fig.IV.21 : Résultats des efforts des poutres

Remarque:

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir directement les efforts max recherchés, On doit l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

Les moments max en travée, ainsi que les moments aux appuis sont données par la colonne « **M3** », la combinaison correspondante est donnée par la colonne « **Load** ».

L'effort tranchant max est lu dans la colonne « **V2** ».

Les poteaux :

On suit les mêmes étapes que pour les poutres, sauf que on sélection les poteaux au lieu des poutres

En suite on clique sur :

Display → **Show tables** → **frame output** → **frame force** → **Table Column Forces**.

Ø Efforts internes dans les voiles:

On sélectionne les voiles → **Display** → **Show Tables** → **wall Out put** → **wall Forces** → **Pier Forces** (pour les linteaux).

De même pour les trumeaux (**Spandrel Forces**)

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	STORY3	P1	ELU	Top	-289.56	23.30	-0.35	-0.131	0.320
	STORY3	P1	ELU	Bottom	-312.35	-16.83	-0.23	-0.066	-0.051
	STORY3	P1	ELS	Top	-212.32	17.07	-0.25	-0.095	0.232
	STORY3	P1	ELS	Bottom	-229.03	-12.30	-0.16	-0.048	-0.041
	STORY3	P1	08GEX MAX	Top	-43.01	46.38	-0.04	0.602	0.236
	STORY3	P1	08GEX MAX	Bottom	-77.71	29.70	0.07	0.585	0.174
	STORY3	P1	08GEX MIN	Top	-265.51	-21.79	-0.28	-0.725	0.067
	STORY3	P1	08GEX MIN	Bottom	-255.04	-46.99	-0.29	-0.643	-0.221
	STORY3	P1	08GEY MAX	Top	18.78	35.79	0.08	0.639	0.453
	STORY3	P1	08GEY MAX	Bottom	23.89	26.62	0.28	0.610	0.798
	STORY3	P1	08GEY MIN	Top	-327.30	-11.20	-0.41	-0.763	-0.141
	STORY3	P1	08GEY MIN	Bottom	-356.64	-43.91	-0.49	-0.669	-0.851
	STORY3	P1	GQEX MAX	Top	-101.08	51.16	-0.13	0.569	0.317
	STORY3	P1	GQEX MAX	Bottom	-140.37	26.05	0.02	0.566	0.158
	STORY3	P1	GQEX MIN	Top	-323.57	-17.02	-0.37	-0.759	0.148
	STORY3	P1	GQEX MIN	Bottom	-317.69	-50.65	-0.34	-0.662	-0.241
	STORY3	P1	GQEY MAX	Top	-39.29	40.56	-0.01	0.606	0.533
	STORY3	P1	GQEY MAX	Bottom	28.78	22.08	0.22	0.503	0.781

Fig.IV.22 : Résultats des efforts des voiles

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (Fondations) on suit les étapes suivantes :

Sélectionner la base → **Display** → **Show tables** → **Modal Information** →
Building Modal Information → **Response Spectrum Base Reactions** → **OK**

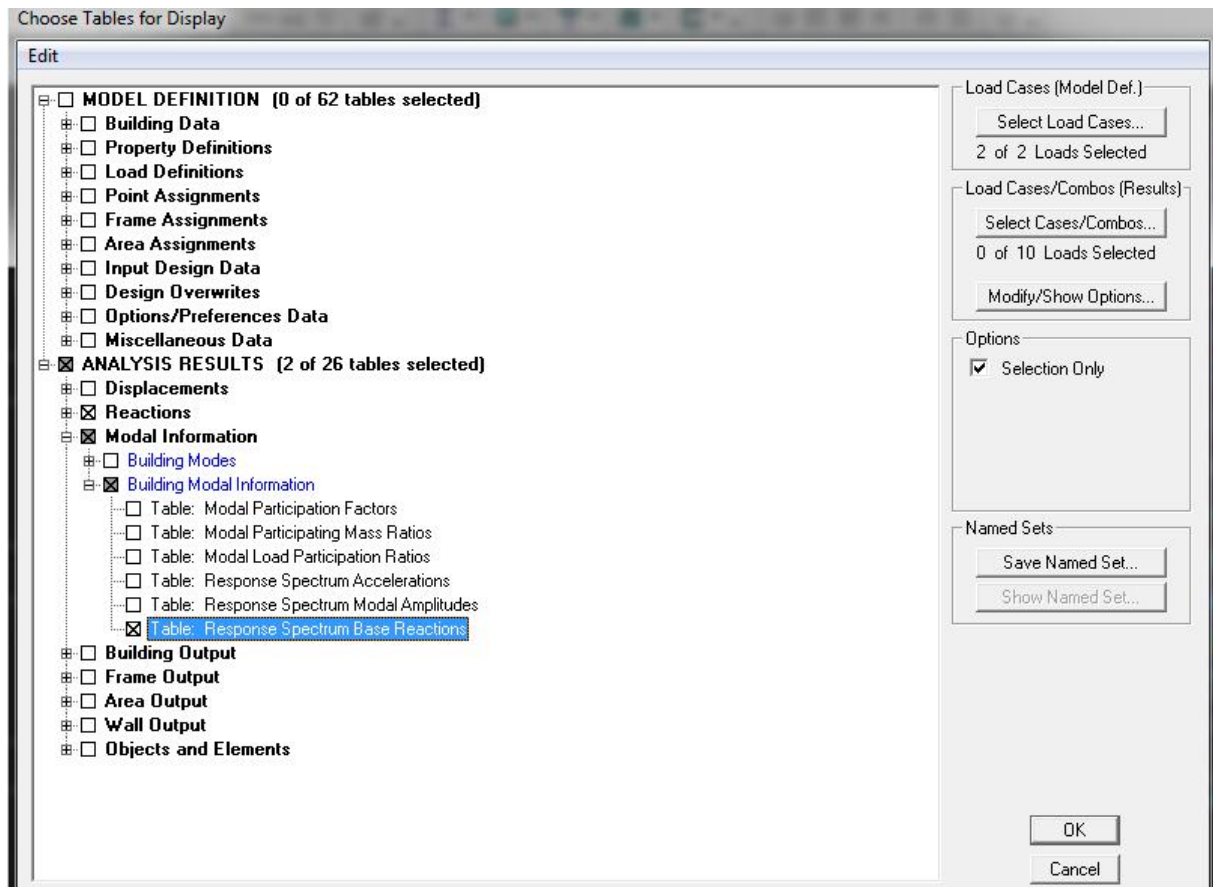


Fig.IV.23 : Efforts sismiques à la base

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	823,56	-52,65	0,00	1349,822	21398,654	-5861,2
	EX	2	U1	6,85	78,95	0,00	-2014,988	177,440	872,00
	EX	3	U1	40,69	-26,62	0,00	677,244	1055,031	-568,1
	EX	4	U1	0,02	-2,68	0,00	7,745	0,297	-31,31
	EX	5	U1	349,52	23,11	0,00	-56,940	1849,087	-1925,4
	EX	6	U1	76,52	-21,07	0,00	60,287	347,118	-725,0
	EX	7	U1	0,03	2,21	0,00	-11,783	0,170	25,52
	EX	8	U1	2,56	2,84	0,00	-14,862	11,718	16,77
	EX	9	U1	191,99	-5,50	0,00	28,407	949,828	-1282,4
	EX	10	U1	0,04	1,94	0,00	-5,326	0,093	22,46
	EX	11	U1	0,00	0,00	0,00	-0,006	0,001	0,025
	EX	12	U1	110,44	-2,14	0,00	6,297	333,983	-698,0
	EX	All	All	980,88	27,93	0,00	675,995	22226,016	6153,7
	EY	1	U2	-52,65	3,37	0,00	-86,294	-1368,020	374,71
	EY	2	U2	78,95	910,43	0,00	-23234,834	2046,055	10055,1
	EY	3	U2	-26,62	17,41	0,00	-443,034	-690,171	371,68
	EY	4	U2	-2,68	349,80	0,00	-1009,724	-38,755	4082,7
	EY	5	U2	22,44	4,52	0,00	2,764	122,228	127,2

OK

Fig.IV.23 : Résultat des efforts sismiques à la base

Introduction:

Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistence affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés les sollicitations auxquelles elles sont soumises ; Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.1 Choix de la méthode de calculs :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction le **RPA99/version2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.1.1 La méthode statique équivalente :**Ø Principe de la méthode :**

Cette méthode conçoit le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statique fictives dont les effets sont supposés identiques.

Ø Condition d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plans et en élévation, avec :

$$H \leq 65\text{m en zone I, II}_a, \text{II}_b$$

$$H \leq 30\text{m en zone III}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA 99 /version 2003 (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncés en a).

V.1.2 Méthode dynamique spectrale :**Ø Principe de la méthode :**

Le problème fondamental de la dynamique des structures consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation extérieure pour examiner son comportement, c'est-à-dire les déplacements qui en résultent sous l'effet d'une force sismique.

L'étude ne peut être effectuée directement sur la structure telle qu'elle se présente.

Ø Les hypothèses :

- Les masses sont supposées se concentrer au niveau des nœuds principaux (nœuds maître)
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les fondations et les planchers doivent être rigides dans leurs plans
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteigne au moins 90% de la masse totale.

V.1.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérographes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.2 Vérification des conditions de la MSE :

a) Condition sur la hauteur : RPA 99 /version 2003 (Art 4.1.2)

$$\left. \begin{array}{l} \text{TIZI-OUZOU zone II}_a \\ 35,79\text{m} \leq 65\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de la régularité : RPA 99 /version 2003 (Art 3.5.1)

1) Régularité en plans :

✓ Condition de symétrie :

Le bâtiment est sensiblement symétrique dans les deux directions orthogonales, ainsi bien pour les rigidités que pour les masses. \Rightarrow Condition vérifiée

✓ Les excentricités :

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités doit être inférieur à 15% de la longueur considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 15 \% l_x \\ e_y \leq 15 \% l_y \end{array} \right.$$

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		0,15 L _x 0,15 L _y	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey		
STORY1	11.858	6.214	11.832	6.376	0.026	-0.162		
STORY2	11.529	6.238	11.839	6.419	-0.31	-0.181		
STORY3	11.607	6.352	11.84	6.506	-0.233	-0.154		
STORY4	11.602	6.352	11.842	6.589	-0.24	-0.237		
STORY5	11.602	6.352	11.843	6.666	-0.241	-0.314		
STORY6	11.602	6.352	11.844	6.738	-0.242	-0.386	3.44	1.93
STORY7	11.602	6.352	11.846	6.806	-0.244	-0.454		
STORY8	11.602	6.352	11.848	6.871	-0.246	-0.519		
STORY9	11.602	6.352	11.849	6.935	-0.247	-0.583		
STORY10	11.602	6.352	11.851	6.995	-0.249	-0.643		
STORY11	11.569	6.5	11.852	7.042	-0.283	-0.542		

\Rightarrow Condition vérifiée

✓ Forme du bâtiment :

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport Longueur / Largeur du plancher inférieur à 4 :

$$\frac{L}{l} = \frac{12,85}{22,90} = 0,56 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Décrochement du bâtiment :

La somme des dimensions des parties entrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction données ne doit pas dépasser 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

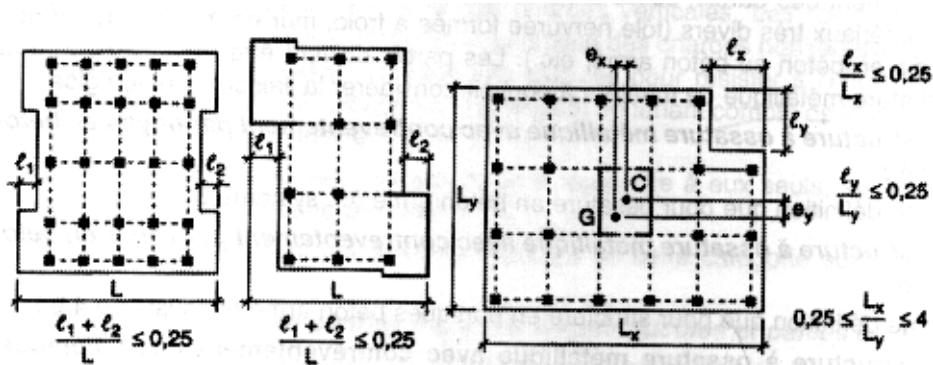


Fig V .1: Limites des décrochements en plan

Dans notre cas la structure ne contient pas de décrochement. \Rightarrow Condition vérifiée

✓ Ouvertures dans les planchers :

La surface totales des ouvertures doit être inférieure à 15% du celle du plancher :

$$S_0 \leq 15\% S_T$$

S_0 : surface totale des ouvertures.

S_T : surface totale du plancher.

$$S_0 = 12,18\text{m}^2$$

$$S_T = 294,27\text{m}^2$$

$$15\% S_T = 0,15 \times 294,27 = 44,14\text{m}^2$$

$$S_0 = 12,18\text{m}^2 \leq 15\% S_T = 44,14\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion 1:

Les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

2) Régularités en élévation :

- ✓ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la base.

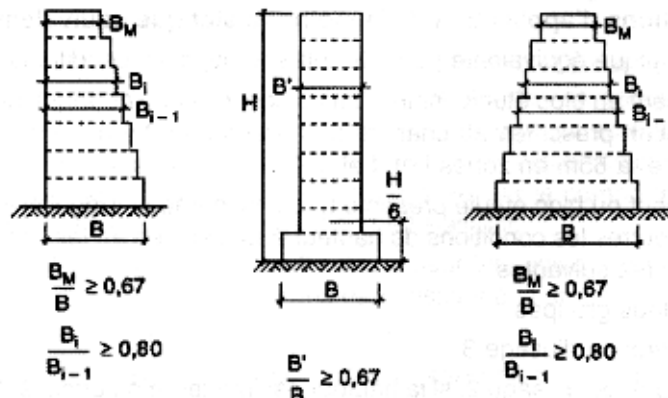


Fig V .2: Limites des décrochements en élévation

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu.

- ✓ Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- ✓ Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements
⇒ La condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2:

Les trois conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalent sont toutes réunies, donc la MSE est applicable.

V.3) Calcul de la force sismique :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

- A** : coefficient d'accélération de zone.
- D** : facteur d'amplification dynamique de la structure.
- Q** : facteur de qualité.
- R** : coefficient de comportement de la structure.
- W** : poids total de la structure.

1) Accélération de zone A :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone II_a, Groupe 2 ⇒ A = 0.15

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement. Portique contreventés par des voiles porteurs. **R = 5**

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

✓ Sens longitudinal :

Critères	Observation (oui ou non)	P _q
Condition minimales sur les files porteuse	Oui	0.00
Redondance en plans	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualités des matériaux	Non	0.05
Contrôle de qualités de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

✓ Sens transversal :

Critères	Observation (oui non)	P _q
Condition minimales sur les files porteuse	Oui	0.00
Redondance en plans	Oui	0.00
Régularité en plan	Oui	0.00
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualités des matériaux	Non	0.05
Contrôle de qualités de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.00) = 1.05 \quad \Rightarrow \quad Q = 1.05$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (**η**).
- De la période fondamentale de la structure **T**.

5) Estimation de la période fondamentale :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.911419	68.494	0.2799	0	68.494	0.2799	0
2	0.878267	0.5536	73.612	0	69.0476	73.892	0
3	0.784465	3.0162	1.2907	0	72.0638	75.1827	0
4	0.246123	0.0008	13.7101	0	72.0646	88.8928	0
5	0.229659	13.699	0.0599	0	85.7635	88.9527	0
6	0.220335	2.9991	0.2274	0	88.7627	89.1801	0
7	0.115205	0.0009	4.991	0	88.7636	94.1711	0
8	0.10363	0.0742	0.0908	0	88.8378	94.2619	0
9	0.099449	5.4382	0.0045	0	94.276	94.2664	0

▼ La période :

Le mode fondamental de vibration est le **mode 1** avec une période correspondante **T1=0,911419sec**

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (**N**) :

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003).

$$\begin{cases} h_N = 35,79\text{m} \\ C_T = 0,05 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } T = 0,05 \cdot (35,79)^{3/4} = 0,73\text{ s}$$

La valeur de **T** doit être majorée de 30 % :

$$T = 1,3 \times 0,73 \Rightarrow \mathbf{T = 0,95\text{ s}}$$

On aura donc: **T1= 0,911419 s < T=0,95 s**

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2,5n & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2,5n \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \cdot \left[\frac{3.0}{T} \right]^{5/3} & \longrightarrow T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau

(4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : rocheux (site S₁) $\Rightarrow T_2 = 0.3s$

n : Facteur de correction d'amortissement.

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+x}} \geq 0,7$$

Avec :

x % : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2. RPA 99/ version 2003).

$$x = 10 \% \Rightarrow n = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$$

$T_2 = 0,3 s < T = 0,95 s$.

$$D = 2,5n \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} = 2,5 \left[\frac{0,3}{0,95} \right]^{2/3} \Rightarrow D = 0.881$$

✓ Modes de participation de masse :

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme, doit être supérieure à 90% dans les deux sens (XX et YY).

Au 9^{ème} mode : $U_x = 94,276 \% \geq 90 \%$

$$U_y = 94,2664 \% \geq 90 \%$$

6) vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

(Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003).

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante : $V_D = 0.8V_s$

Du logiciel ETABS :

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	13057.011	3082.9645	3082.9645	0

$$V_{ST} = \frac{A.D.Q}{R}.W_T = \frac{0,15 \times 0,881 \times 1,05}{5} \times 13057,011 = 362,35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{ST} = 362,35 \times 0,8 = 289,88 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{DX} = 980,88 \text{ KN} > V_{ST} = 289,88 \text{ KN} \\ V_{Dy} = 1014,94 \text{ KN} > V_{ST} = 289,88 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow L'effort tranchant à la base est vérifié.

7) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K \leq \bar{\Delta}_K = 1 \% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

STORY	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k(y)$	1% h_e	Vérification
STORY11	0.0121	0.0114	0.0011	0.0008	0.0306	Ok
STORY10	0.011	0.0106	0.0012	0.0009	0.0306	Ok
STORY9	0.0098	0.0097	0.0012	0.0011	0.0306	Ok
STORY8	0.0086	0.0086	0.0013	0.0011	0.0306	Ok
STORY7	0.0073	0.0075	0.0013	0.0012	0.0306	Ok
STORY6	0.006	0.0063	0.0013	0.0012	0.0306	Ok
STORY5	0.0047	0.0051	0.0013	0.0013	0.0306	Ok
STORY4	0.0034	0.0038	0.0011	0.0012	0.0306	Ok
STORY3	0.0023	0.0026	0.0010	0.0011	0.0306	Ok
STORY2	0.0013	0.0015	0.0008	0.0009	0.0306	Ok
STORY1	0.0005	0.0006	0.0005	0.0006	0.0459	Ok

Tableau V-3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau.

Remarque :

La valeur du coefficient de comportement R n'est pas introduit lors du calcul des

déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (On a spécifié le type de contreventement).

Conclusion :

Les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux dans les deux sens sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

8) Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ :

Les effets de 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$q = P_K \Delta_K / V_K H_K \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au du niveau (K).

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau (K).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

H_K : Hauteur d'étage (K).

Niveau	$P_K(KN)$	Sens X-X			Sens Y-Y		
		$\Delta_k(m)$	$V_K \times H_k$	q_X	$\Delta_k(m)$	$V_K \times H_k$	q_Y
1	13057.011	0.0011	4502.240	0.003	0.0008	4658.575	0.002
2	12795.730	0.0012	2902.226	0.005	0.0009	3019.914	0.004
3	12555.590	0.0012	2754.122	0.005	0.0011	2887.232	0.005
4	12281.077	0.0013	2576.122	0.006	0.0011	2716.882	0.005
5	12010.480	0.0013	2389.921	0.007	0.0012	2526.305	0.006
6	11739.884	0.0013	2189.246	0.007	0.0012	2312.473	0.006
7	11469.287	0.0013	1990.224	0.007	0.0013	2090.959	0.007
8	11198.691	0.0011	1769.170	0.006	0.0012	1838.417	0.007
9	10928.094	0.0010	1508.419	0.007	0.0011	1537.007	0.008
10	10657.498	0.0008	1199.061	0.007	0.0009	1186.025	0.008
11	10386.901	0.0005	734.584	0.007	0.0006	706.003	0.009

Tableau V.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau

Conclusion :

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

§ Les exigences de RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

V.4 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

(Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

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.

$$V = \frac{1230,98 \times 10^3}{(400 \times 400) \times 25} = 0,3 \leq 0,3 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.1 Ferraillage des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, elles seront ferraillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons et des deux situations suivantes :

a) Combinaisons :

- Selon BAEL 91 :
 $1,35 G + 1,5 Q$ à E.L.U
- Selon le R.P.A 99/révisé 2003 :
 $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

b) Situations :

Situations	g_b	g_s	$f_{bc}(\text{MPa})$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$S_s(\text{MPa})$
Situations durable	1.5	1.15	14.20	25	348
Situations accidentelle	1.15	1.00	18.50	25	400

c) Diagramme des efforts internes :

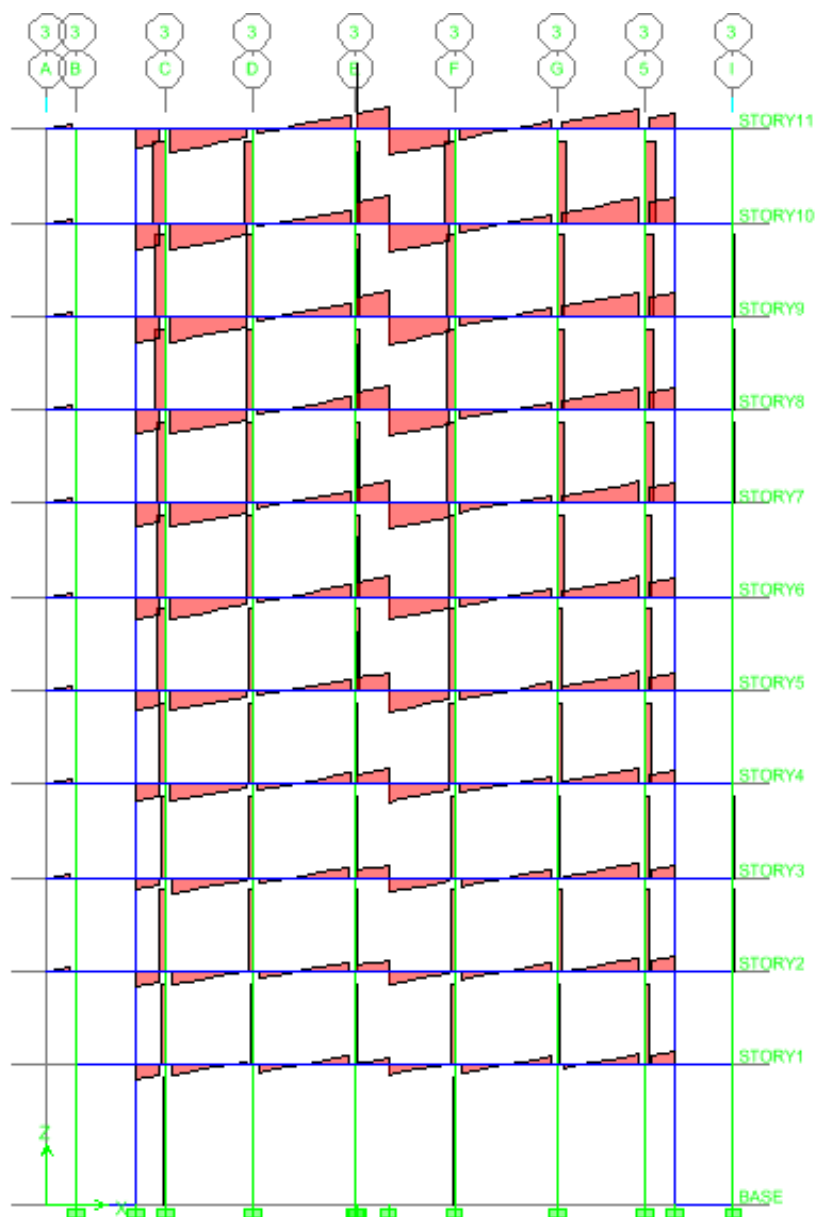


Fig.VI.1 : Diagramme des efforts tranchants pour le portique 3 (sens longitudinal)

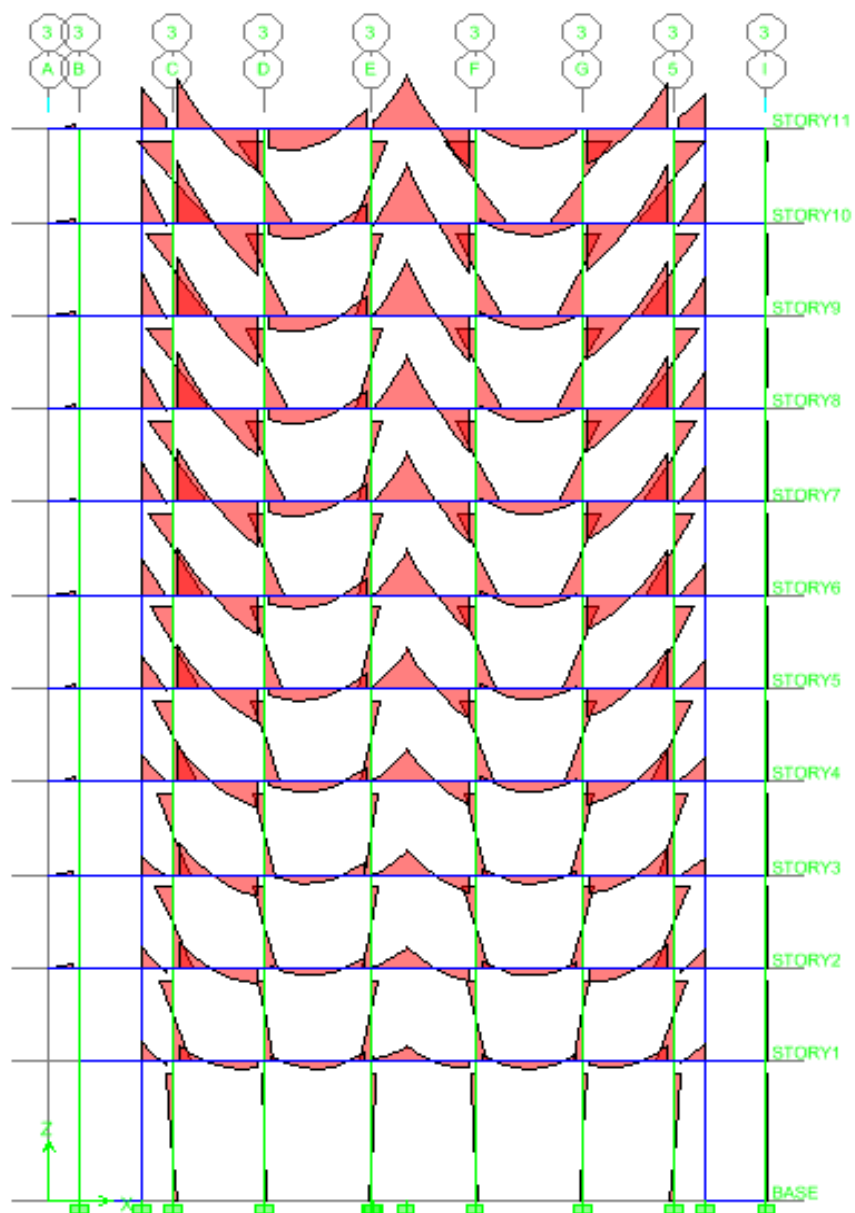


Fig.VI.2 : Diagramme des moments fléchissant pour le portique 3 (sens longitudinal)

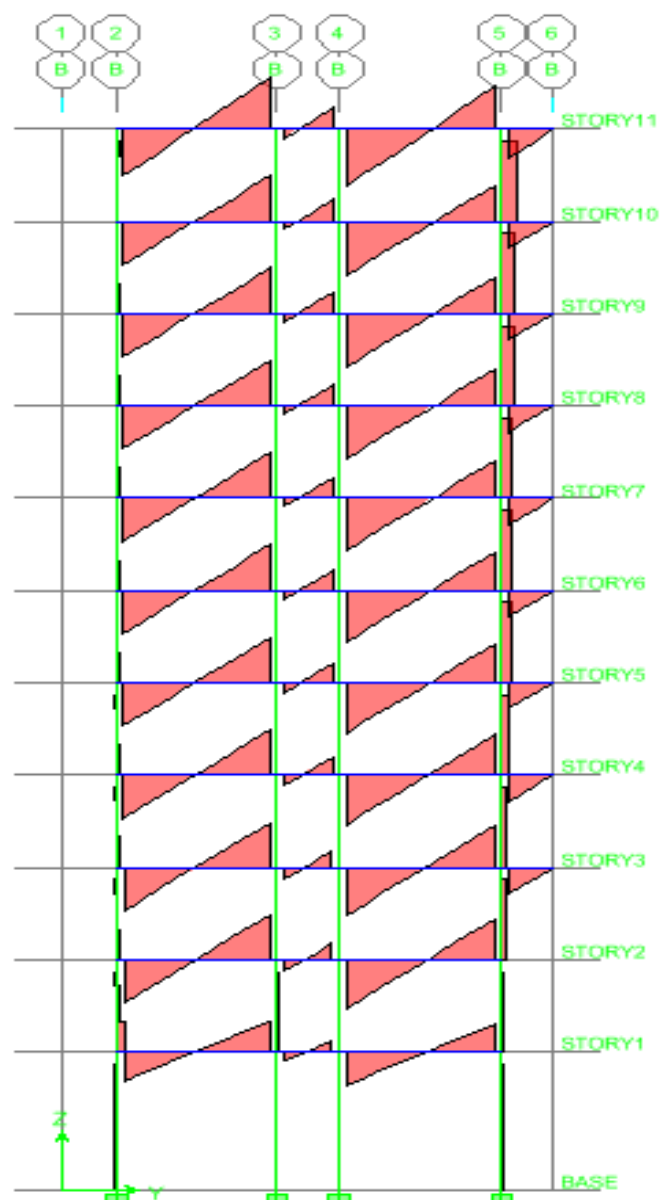


Fig.VI.3 : Diagramme des efforts tranchants pour le portique B (sens transversal)

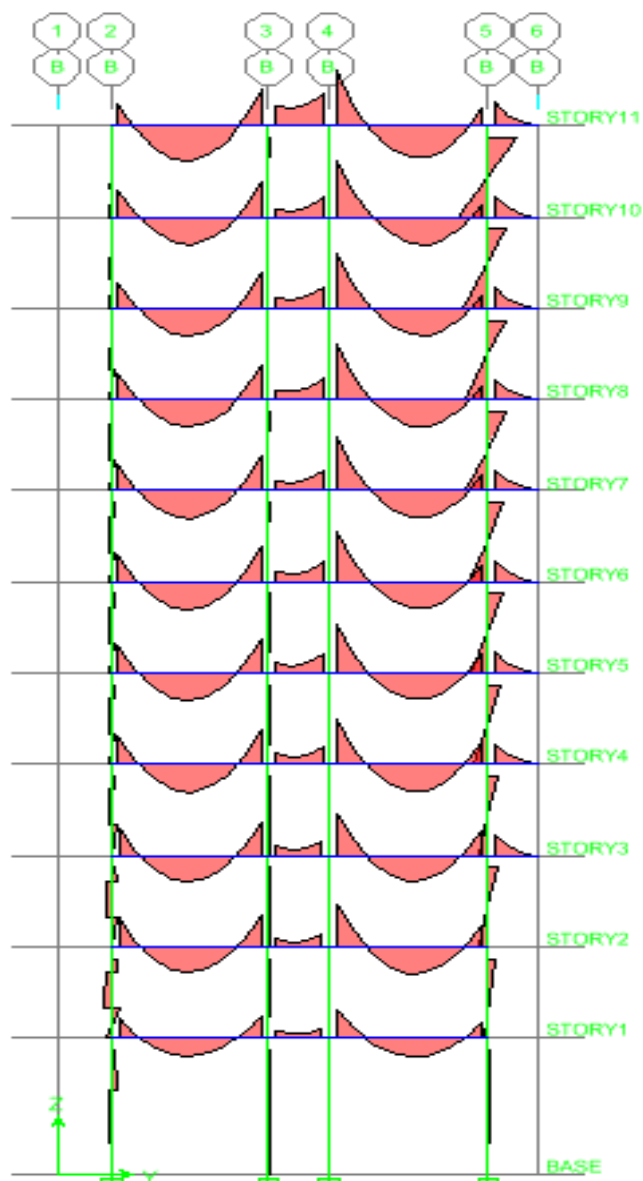


Fig.VI.4 : Diagramme des moments fléchissant pour le portique B (sens transversal)

VI.1.1 Recommandations du RPA 99 :**a) Armatures longitudinales :**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en tout section.

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante **4%**

En zone de recouvrement **6%**

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poutres (30x40)cm²	48	72	6
Poutres (30x35)cm²	42	63	5,25

-La longueur de recouvrement est de **40Ø** en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 . S_t . b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donnée comme suit :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12f \right) \longrightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur de diamètre f_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

▼ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes 3 E, 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 :

-A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

-A $\frac{1}{4}$ 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 prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à de $\frac{1}{4}$ de la portée.

VI.1.2 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple on a les étapes de calcul suivant :

- A'_s : Section sans armatures supérieur comprimées.
- A_s : Section d'armatures inférieures tendues ou la moins comprimée selon le cas.

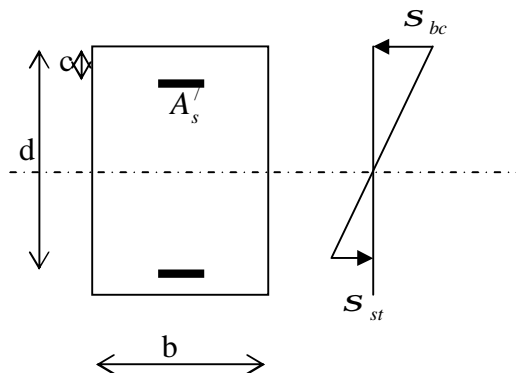
Soit :

$$m_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad (\text{Moment réduit})$$

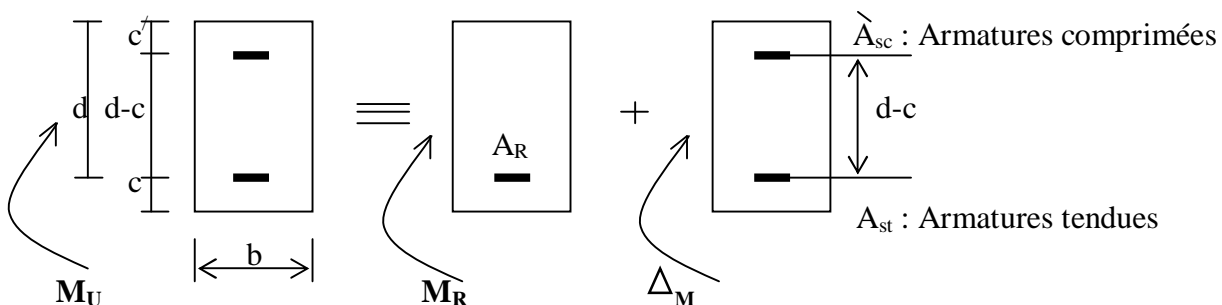
Pour les FeE400 :

✓ Si : $m_b < m_l = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

$$A_s = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot s_s}$$



✓ Si : $m_b > m_l = 0,392 \Rightarrow$ Section doublement armée.



- $M_u = M_R + \Delta M$

$$\begin{cases} M_R = m_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_R \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 & \bullet \quad A_{st} = A_{st1} + A_{st2} \\
 & \quad \begin{cases} A_{st1} = \frac{M_R}{b_l \cdot d \cdot s_s} \\ A'_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{s_s (d - c')} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Avec :

M_R : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_U : Moment maximum à l'E.L.U dans les poutres.

Exemple de calcul :

$$M_U = 31,086 \text{ KNm}$$

$$m_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{AN} \quad m_b = \frac{31,086}{0,30 \times 0,38^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,050$$

$$m_b = 0,050 < m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,050 \Rightarrow b = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \times d \times s_s}$$

AN :

$$A_s = \frac{31,086 \times 100}{0,974 \times 38 \times 348 \times 0,10} = 2,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2,41 \text{ cm}^2$$

Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

VI.1.3 Le ferraillage des poutres principales:

Le ferraillage est récapitulé dans les tableaux suivants :

a) Ferraillage des poutres principales en travée :

✓ Non adhérees aux voiles:

Niv	M _{t,max} (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A_{ad} (cm ²)
RDC	68,795	0,112	SSA	0,940	5,53	6	3HA16+2HA14	9,11
1	95,271	0,154	SSA	0,916	7,86	6	3HA16+2HA14	9,11
2	105,381	0,171	SSA	0,905	8,81	6	3HA16+2HA14	9,11
3	103,702	0,168	SSA	0,907	8,65	6	3HA16+2HA14	9,11
4	99,085	0,161	SSA	0,911	8,22	6	3HA16+2HA14	9,11
5	90,684	0,147	SSA	0,919	7,46	6	3HA16+2HA14	9,11
6	80,059	0,130	SSA	0,930	6,51	6	3HA16+2HA14	9,11
7	68,088	0,111	SSA	0,942	5,46	6	3HA14+2HA12	6,88
8	55,649	0,090	SSA	0,953	4,42	6	3HA14+2HA12	6,88
9	46,98	0,076	SSA	0,960	3,70	6	3HA14+2HA12	6,88
10	35,958	0,058	SSA	0,970	2,80	6	3HA14+2HA12	6,88

✓ Adhérées aux voiles:

Niv	$M_{t,max}$ (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A_{ad} (cm ²)
RDC	66,644	0,108	SSA	0,943	5,34	6	3HA16+2HA14	9,11
1	92,249	0,149	SSA	0,894	7,80	6	3HA16+2HA14	9,11
2	101,952	0,166	SSA	0,909	8,48	6	3HA16+2HA14	9,11
3	100,118	0,162	SSA	0,911	8,31	6	3HA16+2HA14	9,11
4	95,432	0,155	SSA	0,915	7,88	6	3HA16+2HA14	9,11
5	87,09	0,142	SSA	0,923	7,14	6	3HA16+2HA14	9,11
6	76,619	0,124	SSA	0,934	6,20	6	3HA16+2HA14	9,11
7	64,875	0,105	SSA	0,944	5,20	6	3HA14+2HA12	6,88
8	58,613	0,095	SSA	0,949	4,67	6	3HA14+2HA12	6,88
9	62,498	0,102	SSA	0,946	5,00	6	3HA14+2HA12	6,88
10	32,287	0,052	SSA	0,973	2,51	6	3HA14+2HA12	6,88

b) Ferrailage des poutres principales aux appuis:

✓ Non adhérentes aux voiles:

Niv	$M_{a,max}$ (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix Ø(cm ²)	A_{ad} (cm ²)
RD C	-89,624	0,146	SSA	0,921	7,36	6	4HA16+2HA14	11,12
1	-115,843	0,188	SSA	0,895	9,78	6	4HA16+2HA14	11,12
2	-124,543	0,202	SSA	0,886	10,63	6	4HA16+2HA14	11,12
3	-127,449	0,207	SSA	0,882	10,93	6	4HA16+2HA14	11,12
4	-125,723	0,204	SSA	0,885	10,74	6	4HA16+2HA14	11,12
5	-119,55	0,194	SSA	0,891	10,14	6	4HA16+2HA14	11,12
6	-113,054	0,184	SSA	0,898	9,52	6	4HA16+2HA14	11,12
7	-106,914	0,174	SSA	0,904	8,94	6	3HA16+2HA14	9,11
8	-99,684	0,162	SSA	0,911	8,27	6	3HA16+2HA14	9,11
9	-93,273	0,152	SSA	0,917	7,70	6	3HA16+2HA14	9,11
10	-80,88	0,132	SSA	0,929	6,58	6	3HA16+2HA14	9,11

✓ Adhérées aux voiles:

Niv	$M_{t,max}$ (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix Ø(cm ²)	A_{ad} (cm ²)
RDC	-88,353	0,144	SSA	0,922	7,25	6	4HA16+2HA14	11,12
1	-114,425	0,186	SSA	0,896	9,66	6	4HA16+2HA14	11,12
2	-123,29	0,200	SSA	0,887	10,51	6	4HA16+2HA14	11,12
3	-126,525	0,206	SSA	0,883	10,84	6	4HA16+2HA14	11,12
4	125,241	0,204	SSA	0,885	10,70	6	4HA16+2HA14	11,12
5	-119,544	0,194	SSA	0,891	10,15	6	4HA16+2HA14	11,12
6	-111,078	0,180	SSA	0,900	9,33	6	4HA16+2HA14	11,12
7	-103,594	0,168	SSA	0,907	8,64	6	3HA16+3HA14	10,63
8	-96,529	0,157	SSA	0,914	7,98	6	3HA16+3HA14	10,63
9	-98,40	0,160	SSA	0,912	8,16	6	3HA16+3HA14	10,63
10	-78,40	0,129	SSA	0,930	6,46	6	3HA16+3HA14	10,63

c) Ferrailage des poutres secondaires en travée:

✓ Non adhérentes aux voiles:

Niv	$M_{a,max}$ (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix Ø(cm ²)	A_{ad} (cm ²)
RD C	10,699	0,023	SSA	0,988	0,94	5,25	4HA14	6,15
1	20,475	0,044	SSA	0,978	1,82	5,25	4HA14	6,15
2	25,397	0,055	SSA	0,971	2,28	5,25	4HA14	6,15
3	32,528	0,070	SSA	0,964	2,94	5,25	4HA14	6,15
4	66,872	0,144	SSA	0,922	6,32	5,25	4HA14	6,15
5	46,493	0,100	SSA	0,947	4,27	5,25	4HA14	6,15
6	51,564	0,111	SSA	0,940	4,78	5,25	4HA14	6,15
7	55,599	0,120	SSA	0,936	5,17	5,25	4HA14	6,15
8	58,331	0,126	SSA	0,932	5,45	5,25	4HA14	6,15
9	62,189	0,134	SSA	0,928	5,84	5,25	4HA14	6,15
10	47,764	0,103	SSA	0,945	4,40	5,25	4HA14	6,15

✓ Adhérées aux voiles:

Niv	$M_{a,max}$ (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix \emptyset (cm ²)	A_{ad} (cm ²)
RD C	11,793	0,025	SSA	0,987	1,04	5,25	4HA14	6,15
1	19,184	0,041	SSA	0,979	1,71	5,25	4HA14	6,15
2	20,244	0,044	SSA	0,978	1,80	5,25	4HA14	6,15
3	24,804	0,053	SSA	0,972	2,22	5,25	4HA14	6,15
4	29,812	0,064	SSA	0,967	2,68	5,25	4HA14	6,15
5	33,206	0,072	SSA	0,963	3,00	5,25	4HA14	6,15
6	35,722	0,077	SSA	0,959	3,24	5,25	4HA14	6,15
7	37,624	0,081	SSA	0,957	3,42	5,25	4HA14	6,15
8	38,826	0,084	SSA	0,956	3,54	5,25	4HA14	6,15
9	42,01	0,091	SSA	0,952	3,84	5,25	4HA14	6,15
10	23,051	0,050	SSA	0,974	2,06	5,25	4HA14	6,15

d) Ferrailage des poutres secondaires aux appuis:

✓ Non adhérentes aux voiles :

Niv	$M_{a,max}$ (KN.m)	m_b	Obs	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix \emptyset (cm ²)	A_{ad} (cm ²)
RD C	-26,64	0,057	SSA	0,970	2,40	5,25	3HA16+2HA12	8,28
1	-41,165	0,088	SSA	0,954	3,76	5,25	3HA16+2HA12	8,28
2	-51,107	0,110	SSA	0,942	4,72	5,25	3HA16+2HA12	8,28
3	-60,924	0,131	SSA	0,929	5,71	5,25	3HA16+2HA12	8,28
4	-68,748	0,148	SSA	0,919	6,51	5,25	3HA16+2HA12	8,28
5	-74,228	0,160	SSA	0,912	7,10	5,25	3HA16+2HA12	8,28
6	-78,006	0,168	SSA	0,907	7,50	5,25	3HA16+2HA12	8,28
7	-80,364	0,173	SSA	0,904	7,74	5,25	3HA16+2HA12	8,28
8	-81,414	0,175	SSA	0,902	7,86	5,25	3HA16+2HA12	8,28
9	-82,535	0,178	SSA	0,901	7,80	5,25	3HA16+2HA12	8,28
10	-72,795	0,157	SSA	0,914	6,94	5,25	3HA16+2HA12	8,28

✓ Adhéréées aux voiles :

Niv	M _{a,max} (KN.m)	m _b	Obs	b	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix Ø(cm ²)	A _{ad} (cm ²)
RD C	-47,959	0,103	SSA	0,945	4,42	5,25	3HA16+2HA14	9,11
1	-63,73	0,137	SSA	0,925	5,99	5,25	3HA16+2HA14	9,11
2	-71,592	0,154	SSA	0,916	6,81	5,25	3HA16+2HA14	9,11
3	-79,31	0,171	SSA	0,905	7,63	5,25	3HA16+2HA14	9,11
4	-84,801	0,183	SSA	0,898	8,22	5,25	3HA16+2HA14	9,11
5	87,624	0,188	SSA	0,895	8,53	5,25	3HA16+2HA14	9,11
6	-88,577	0,191	SSA	0,892	8,65	5,25	3HA16+2HA14	9,11
7	-88,269	0,190	SSA	0,894	8,60	5,25	3HA16+2HA14	9,11
8	-88,814	0,191	SSA	0,892	8,67	5,25	3HA16+2HA14	9,11
9	-92,94	0,200	SSA	0,887	9,01	5,25	3HA16+2HA14	9,11
10	-82,123	0,177	SSA	0,901	7,94	5,25	3HA16+2HA14	9,11

VI.1.4 Vérification des poutres à l'E.L.U:

a) Vérification de la condition de non fragilité:(Art A.4.2.1/BAEL99)

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Poutres (30x40)cm ²	6,88	1,38	Vérifiée
Poutres (30x35)cm ²	6,15	1,20	Vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant:(Art A.5.1/BAEL99)

Les poutres soumises à d efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente t_u prise conventionnellement égale à :

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b_o d} \leq \bar{t}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Pour la fissuration non préjudiciable : $\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{g_b}; 5 MPa \right\} = 3,33 MPa$

	T_u^{\max} (KN)	t_u (Mpa)	\bar{t}_u (Mpa)	Observation
Poutres(30x40)cm²	141,53	1,24	3,33	Vérifiée
Poutres(30x35)cm²	127,01	1,28	3,33	Vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :
(Art A.5.1,211/BAEL99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 1,36 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}^{2/3}}{g_b}$$

	T_u^{\max} (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Poutres(30x40)cm²	141,53	795,34	Vérifiée
Poutres(30x35)cm²	127,01	690,70	Vérifiée

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures:

- **Appuis de rive** (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armature longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \min \text{ à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e / g_s} < A_{st \text{ adoptée}}$$

	T_u^{\max} (KN)	$A_{st \min}$ (cm ²)	$A_{st \text{ adoptée}}$ (cm ²)	Observation
Poutres(30x40)cm²	141,53	4,06	6,88	Vérifiée
Poutres(30x35)cm²	127,01	3,65	6,15	Vérifiée

- **Appuis intermédiaires** (Art A.5.1,321/BAEL91 modifiées 99)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime, M_u est inférieure à $0,9 V_u$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côte travée) et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d}$$

Avec :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_e / g_s} \leq A_s$$

	T_u^{\max} (KN)	M_u^{\max} (KN.m)	$A_{st \text{ min}}$ (cm ²)	$A_{st \text{ adoptée}}$ (cm ²)	Observation
Poutres(30x40)cm²	141,53	98,40	-0,42	6,88	Vérifiée
Poutres(30x35)cm²	127,01	92,94	-0,53	6,15	Vérifiée

e)Entraînement des barres: (Art A.6.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Pour qu'il n'y pas entraînement des barres il faut vérifier que :

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

Avec :

$$\bar{t}_{se} = y_s \times f_{t28}$$

$y_s = 1,5$ (Pour les aciers HA)

$\sum U_i = n p f$: La somme des périmètres utiles

	T_u^{\max} (KN.m)	$\sum U_i$ (cm)	t_{se} (Mpa)	\bar{t}_{se} (Mpa)	Observation
Poutres(30x40)cm²	141,53	28,88	1,43	3,15	Vérifiée
Poutres(30x35)cm²	127,01	28,26	1,51	3,15	Vérifiée

f) Calcul longueur de scellement: (Art A.6.1,22/BAEL91 modifiées 99)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse elle repris.

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4 \times t_{su}}$$

$$\bar{t}_{se} = y_s \times f_{t28}$$

$$\bar{t}_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{t}_{se} = 2,835 \text{ Mpa}$$

f (mm)	12	14	16
L_s (cm)	45	50	60

Les règles BAEL91 admettent que l'encrage 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 :

$$L_c = 0,4 \times L_s$$

f (mm)	12	14	16
L_C (cm)	20	20	25

VI.1.5 Calcul des armatures transversales:

a) Poutres principales:

Ø Calcul des espacements:

Zone nodale (appuis):

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12f \right\} \Rightarrow S_t \leq 10$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

Zone courante (travée):

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t' \leq 20$$

$$\text{Soit : } S_t' = 15 \text{ cm}$$

Ø Diamètre des armatures transversales:

-Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$f \leq \min \left\{ f; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

Ø : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$$f \leq \min \{12; 11,42; 30\} = 12 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{On prend un cadre et un étrier en T8 } f_t = 8 \text{ mm}$$

-La section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc nous adoptons **4T8=2,01cm²** (Exigence du R.P.A Art.7.5.2.2).

b) Poutres secondaires:

Ø Calcul des espacements:

Zone nodale (appuis):

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12f \right\} \Rightarrow S_t \leq 8,75$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

Zone courante (travée):

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq 17,5$$

Soit : $S'_t = 15 \text{ cm}$

Ø Diamètre des armatures transversales:

-Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$f \leq \min \left\{ f; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

Ø : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$$f \leq \min \{12; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend un cadre et un étrier en T8 $f_t = 8 \text{ mm}$

-La section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc nous adoptons **4T8=2,01cm²**

Remarque:

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

VI.1.6 Délimitation de la zone nodale:

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale (L') est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

	Hauteur (cm)	Longueur (L') (cm)
Poutres principales	40	80
Poutres secondaires	35	70

VI.1.7 Vérification à l'E.L.S:**a) Etat limite d'ouvertures des fissurations:**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de résistance du béton en compression:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

Contraintes admissibles de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Contraintes admissibles du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$s_{bc} = K \times s_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{s}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$K = \frac{1}{K_1}, \quad s_s = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A} \quad s_s : \text{La contrainte dans l'acier.}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

$$\text{On calcul : } r_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$$

Les résultats des vérifications à L' ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Ø Poutres principales:

✓ Non adhérees aux voiles :

- Travées:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 5	29,832	09,11	0,759	0,875	24,82	98,49	3,97	vérifiée
6 - 10	35,958	06,88	0,573	0,888	29,46	154,88	5,26	vérifiée

- Appuis:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 6	75,79	11,12	0,927	0,865	21,92	207,35	9,46	vérifiée
7 - 10	83,792	09,11	0,759	0,875	24,82	276,63	11,14	vérifiée

✓ Adhérees aux voiles :

- Travées:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 3	23,719	9,11	0,798	0,872	24,06	78,57	3,26	vérifiée
4 - 6	37,615	8,28	0,726	0,877	25,51	136,32	5,34	vérifiée
7 - 10	45,389	6,88	0,604	0,886	28,49	195,95	6,88	vérifiée

- Appuis:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC -5	57,482	11,12	0,975	0,862	21,23	157,81	7,43	vérifiée
6 -10	71,498	10,63	0,932	0,905	21,79	195,58	8,97	vérifiée

Ø Poutres secondaires:

✓ Non adhérees aux voiles :

- Travées:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 10	45,166	6,15	0,621	0,884	28,05	251,75	8,97	vérifiée

- Appuis:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 10	58,67	8,28	0,836	0,870	23,37	246,80	10,56	vérifiée

✓ Adhérees aux voiles :

- Travées:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 10	30,525	6,15	0,621	0,884	28,05	170,14	6,06	vérifiée

- Appuis:

Niveaux	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	r_1	b_1	K_1	s_s (Mpa)	s_{bc} (Mpa)	Obs
RDC - 10	67,558	9,11	0,919	0,865	22,04	259,79	11,78	vérifiée

Conclusion :

Les contraintes ne sont pas atteintes.

c) Etat limite de déformation: (Art.B.6.5,2/ BAEL 91 modifiée 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2,4}{f_e} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e}$$

Avec :

A_s : Section d'armature adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400Mpa).

M_t : Moment max en travée à l'ELS.

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} \cdot l^2/8$).

Ø Poutres principales:

$$\frac{h}{L} = \frac{0,40}{4,20} = 0,095 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,40}{4,20} = 0,095 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45,389}{10 \times 50,53} = 0,089 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9,11}{30 \times 38} = 0,0079 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Ø Poutres secondaires:

$$\frac{h}{L} = \frac{0,35}{3,40} = 0,103 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45,166}{10 \times 6,46} = 0,699 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche:

- La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm} = 6,80 \text{ mm}$

- La valeur de la flèche est : $f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (I \times m)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section

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

r : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

(Pourcentage d'armature) $r = \frac{A}{b_0 \times d}$

-La contrainte dans les aciers tendus s_s est calculée précédemment.

$$I = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5 \times r} = \frac{0,0084}{r}$$

-Calcul des coefficients:

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times r \times s_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niv	Ms (KN.m)	L (m)	E _v (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	r	I	b ₁	s _s (Mpa)	m	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _v (mm)	f _{ad} (mm)	OBS
RDC à 10	45,166	3,40	10818,86	35	6,15	0,0062	1,35	0,884	251,75	0,44	129350,56	123888,22	3,88	6,80	vérifiée

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

VI.2 Ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois type de sollicitation :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

a) Diagramme des efforts internes :

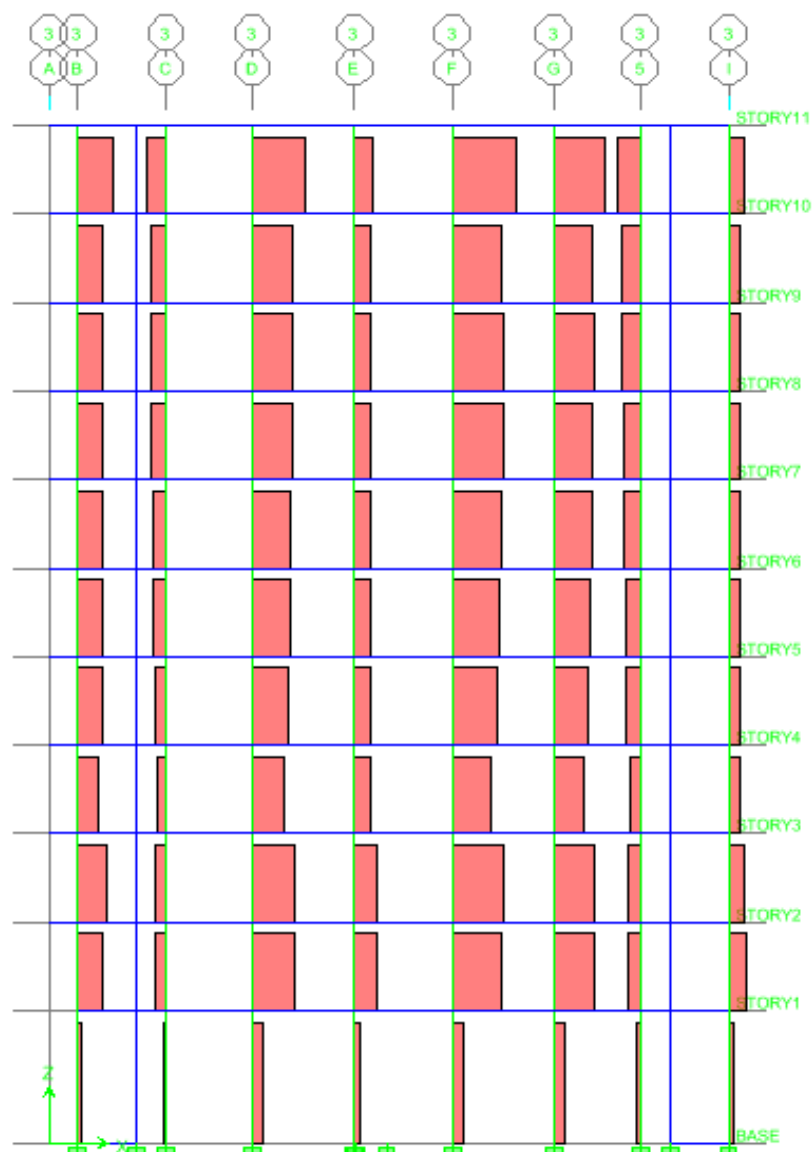


Fig.VI.5 : Diagramme des efforts normaux pour le portique 3 (sens longitudinal)

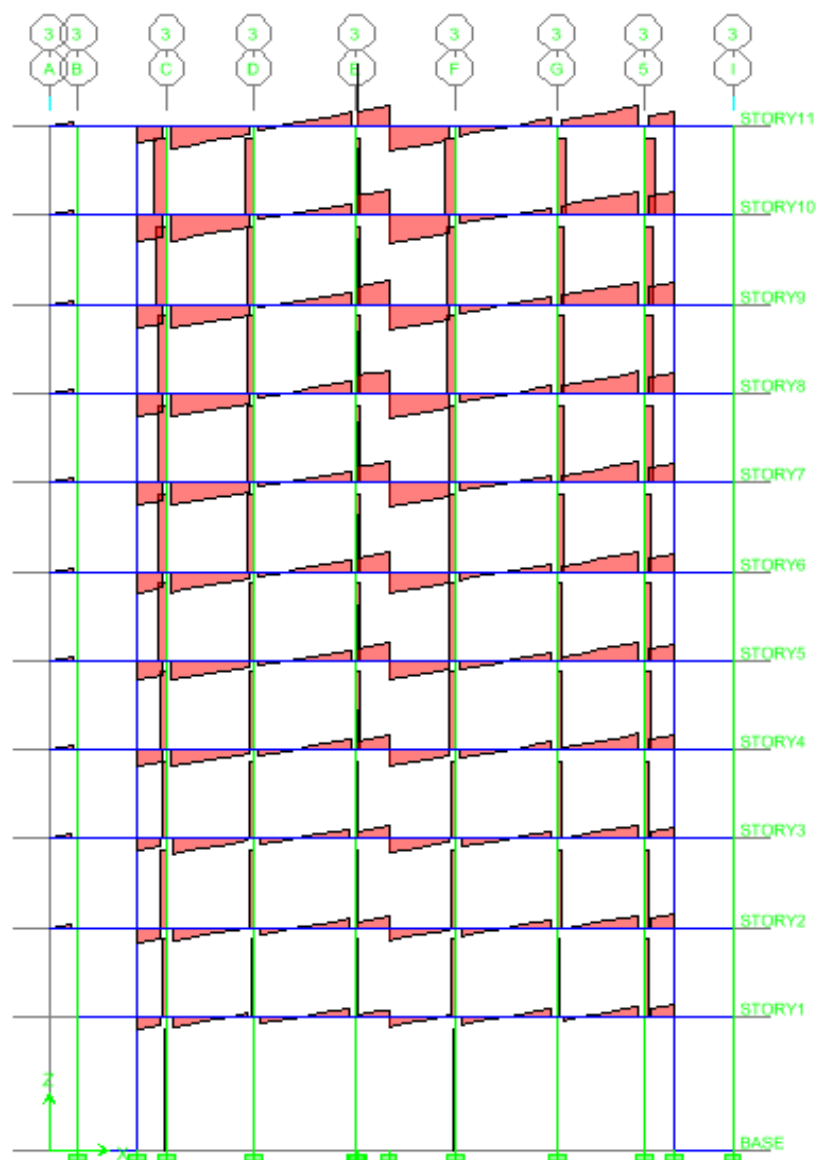


Fig.VI.6 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique 3 (sens longitudinal)

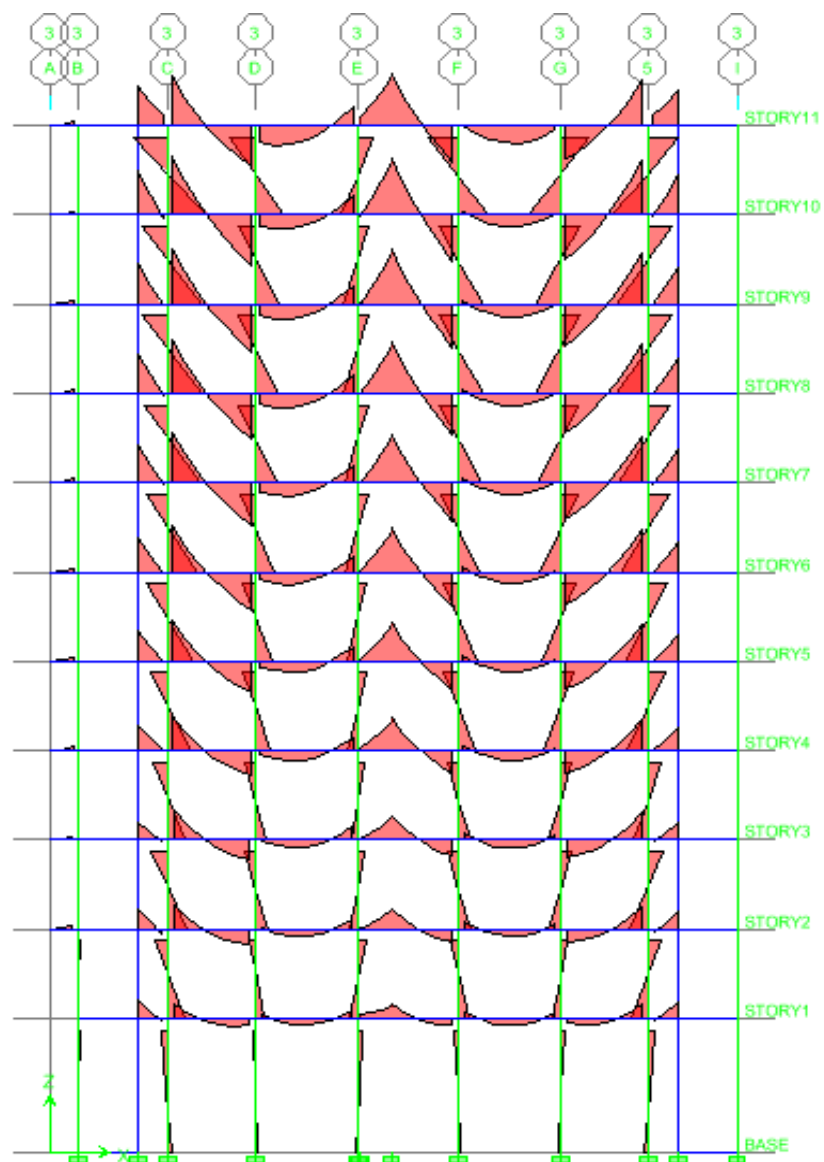


Fig.VI.7 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique 3 (sens longitudinal)

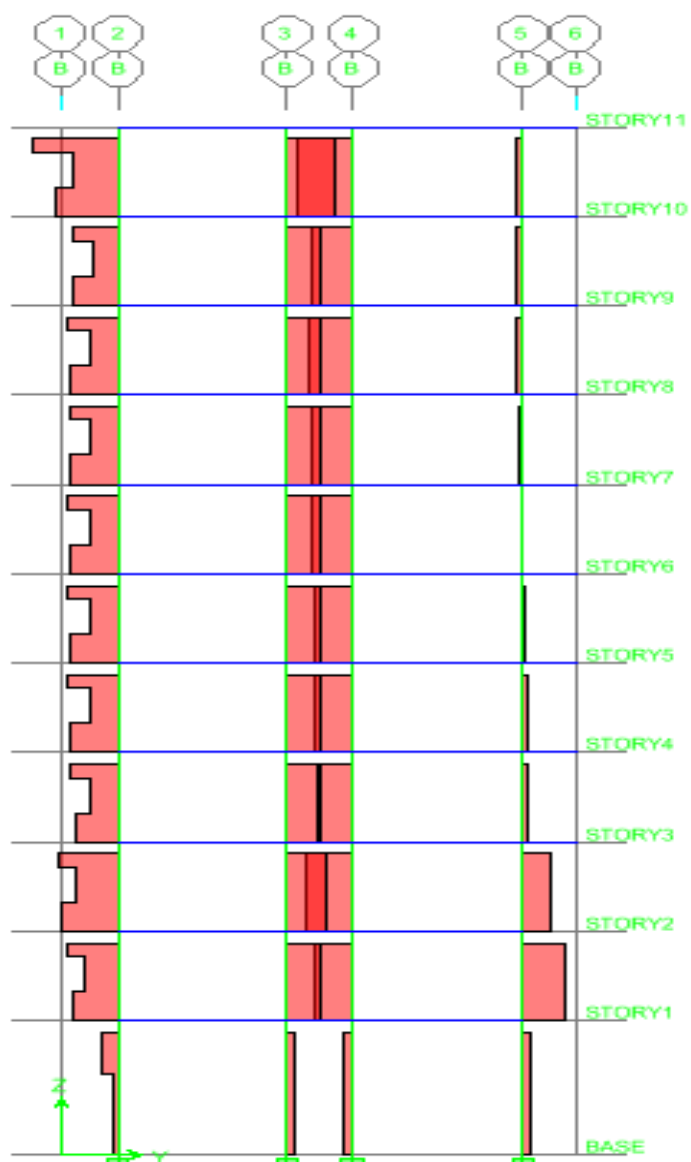


Fig.VI.8 : Diagramme des efforts normaux du portique B (sens transversal)

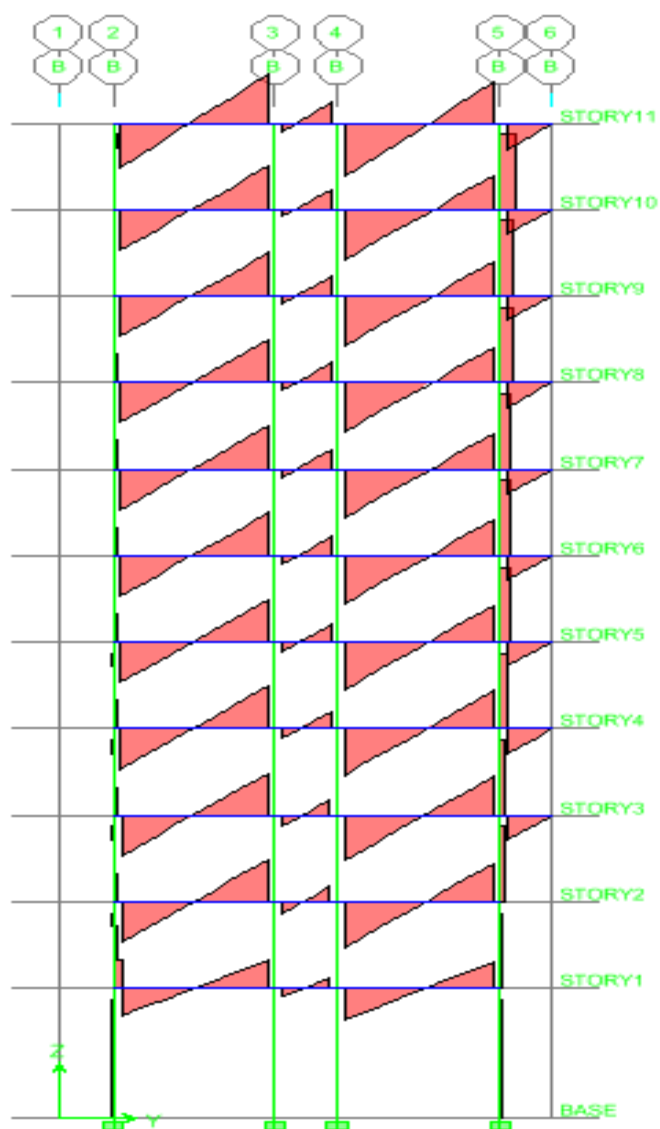


Fig.VI.9 : Diagramme des moments fléchissant (2-2) du portique B (sens transversal)

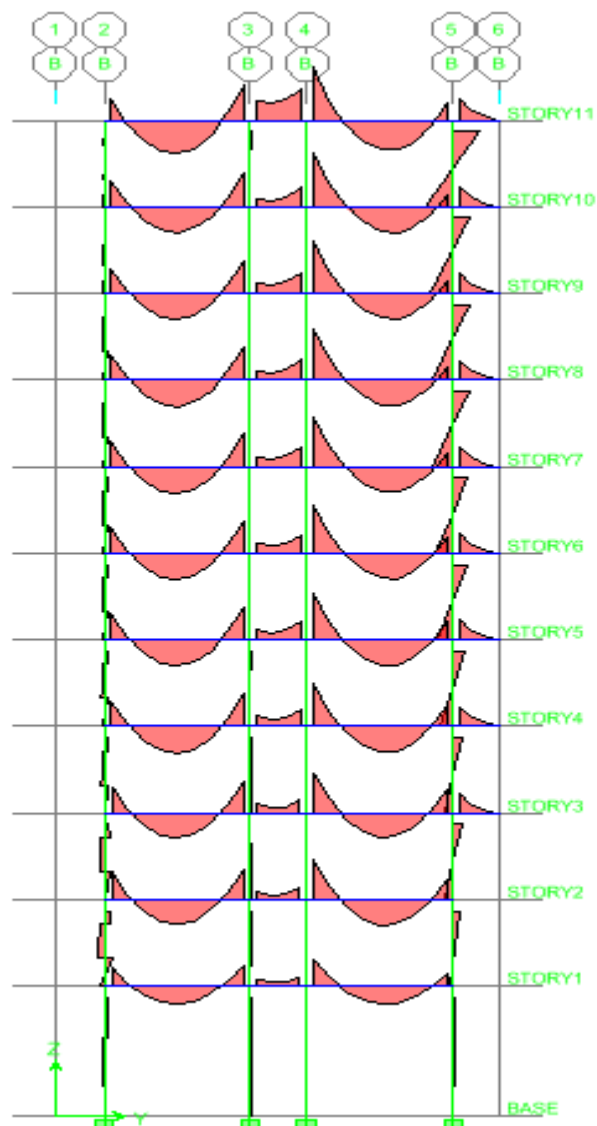


Fig.VI.10 : Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique B (sens transversal)

VI.2.1 Recommandations du RPA 99 :**a) Armatures longitudinales :**

D'après le (RPA99 version 2003/Art7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets. Leurs pourcentage en zone sismique Π_a est limité par :

- Le pourcentage minimal sera de :

$$0,8\% \text{ en zone } \Pi_a \Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times (b \times h)$$

-Le pourcentage maximal sera de:

$$\text{En zone courante } 4\% \Rightarrow A_{\min} = 0,04 \times (b \times h)$$

$$\text{En zone de recouvrement } 6\% \Rightarrow A_{\min} = 0,06 \times (b \times h)$$

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poteaux (40x40)cm²	64	96	12,8
Poutres (35x35)cm²	49	73,5	9,8

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau dépasser 25cm.

-Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

Les poteaux sont soumise à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Dans les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe par suite aux vérifications à l'ELS.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations plus défavorables.

b) Armatures transversales:

Les armatures transversales sont déposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

-Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont déposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.2.2 Etapes de calcul des armatures longitudinales à l'ELU:

Pour détermination des armatures longitudinales deux cas peuvent se présentes :

Ø Section partiellement comprimée(SPC):

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \end{array} \right.$$

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

-La section est partiellement comprimée si le centre de pression « C » se trouve à l'extérieure du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

-Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures.
(L'effort normal est un effort de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{q \times g_b}$$

$$\begin{cases} g_b = 1,5 \text{ et } q = 1 & \text{Pour fissuration durable.} \\ g_b = 1,15 \text{ et } q = 0,85 & \text{Pour fissuration accidentelle.} \end{cases}$$

En flexion compose la section d'armature sera donnée par les relations suivantes:

$$m_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

✓ Si $m \leq m_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{b \times d \times s_s} \quad \text{Avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

D'où la section réelle est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{s_s}$ si l'effort est négatif.

✓ Si $m \geq m_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA) :

On calcul :

$$M_l = m_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

Avec :

M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_{stl} = \frac{M_l}{b_l \times d \times s_s} \\ \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') s_s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') s_s} \quad \text{avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{s_s}$

Ø Section entièrement comprimée(SEC):

La section est entièrement comprimée si :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \times (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$N_u \times (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \dots\dots\dots(*)$$

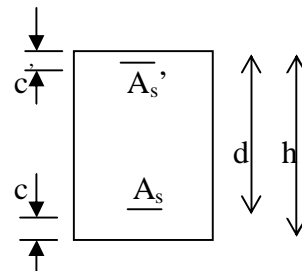
▼ Si l'inégalité (*) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures comprimées.

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times s_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{s_s} - A'_s$$



▼ Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N_u - 100 \gamma \times b \times h \times f_{bu}}{100 \times s_s}$$

$$A'_s = 0$$

Avec :

$$y = \frac{\left(0,357 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{\left(0,857 - \frac{c'}{h} \right)}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

Niv	Sections (cm ²)	Sens	N _u (KN)	M _u (KN.m)	Obs	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)
RDC à 2	(40x40)	x-x	N _{max} = -1584,57	M _{cor} = -6,141	SEC	-53,27	0	12,8	6HA16 + 2HA14	15,13
			N _{min} = -94,06	M _{cor} = 7,522	SPC	-0,83	0			
			N _{cor} = -654,58	M = -40,495	SPC	-5,37	0			
		y-y	N _{max} = -1584,57	M _{cor} = -6,141	SEC	-53,27	0			
			N _{min} = -124,29	M _{cor} = 14,031	SPC	-0,75	0			
			N _{cor} = -628,49	M = -26,197	SPC	0,33	0			
3 à 10	(35x35)	x-x	N _{max} = -1206,07	M _{cor} = -0,863	SPC	-15,08	0	9,8	6HA14 + 2HA12	11,49
			N _{min} = -10,89	M _{cor} = 8,975	SPC	0,52	0			
			N _{cor} = -87,24	M = -55,70	SPC	3,15	0			
		y-y	N _{max} = -1206,07	M _{cor} = -0,863	SPC	-15,08	0			
			N _{min} = -13,80	M _{cor} = 22,878	SPC	1,71	0			
			N _{cor} = 44,437	M = -79,25	SPC	4,71	0			

VI.2.3 Calcul des armatures transversales:

Ø Diamètre des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$f_t = \frac{f_l}{3}$$

Ø_l: Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003)

$$f_t = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } f_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par des cadres en Ø8

⇒ Soit A_t = 2,01 cm

Ø Les armatures transversales: (RPA99 version 2003/Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tous mouvements des aciers longitudinaux. Elles sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{r \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement des armatures transversales.

r : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il prit égal à 2,50 si l'encastrement géométrique I_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 à 3,70 dans le cas contraire.

Remarque:

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

-Elancement géométrique du poteau:

$$I_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec:

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

l_0 : Hauteur libre du poteau.

B : Section brute du poteau

I : Moment d'inertie du poteau ($I=bh^3/12$) par rapport a l'axe faible.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{a.b^3}{12}}{a.b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Tel que :

$$L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow I = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f$$

$$I = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 439 \Rightarrow I = 26,61$$

I est supérieur à 5 donc le coefficient r sera pris égale à 2,50.

La section d'armature transversale est égale à $A_t=2,01\text{cm}^2$.

L'effort tranchant égal à $V_u= 38,23 \text{ KN}$.

Application numérique :

$$t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{r \times V_u} = \frac{201 \times 400 \times 400}{2,5 \times 38,23 \times 10^3} = 336,48 \text{ mm} \Rightarrow t = 33,65 \text{ cm}$$

Ø Espacement maximal des armatures transversales:**(Art.7.4.2.2/RPA0version2003)**

Selon le RPA la valeur maximal de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixé comme suit :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (12 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

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

Ø Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour $r \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

-**Poteaux de RDCà2 :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-**Poteaux de 3à10 :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,60 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.4 Vérification à l'ELS:**a) Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier: $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton: $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions X-X et Y-Y. Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Ø Vérification d'une section entièrement comprimée :

-On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15(A'_s + A_s)$$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0,5 \times h - d') - A_s \times (d - 0,5 \times h)}{b \times h + 15 \times (A'_s + A_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène total :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 \left[A'_s (0,5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5 \times h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$s_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \times (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$s_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \times (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(s_{\text{sup}} : s_{\text{inf}}) \leq s_{bc}^-$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Ø Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si : $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$\begin{cases} t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) \\ u = t^{1/3} \end{cases} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ On calcul alors :

$$\cos j = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} ; \quad \text{Puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit la solution qui convient parmi les trois équations suivantes :

$$\begin{aligned} y_2^1 &= a \cdot \cos j \left(\frac{j}{3} \right) \\ y_2^2 &= a \cdot \cos j \left(\frac{j}{3} + 120 \right) \\ y_2^3 &= a \cdot \cos j \left(\frac{j}{3} + 240 \right) \end{aligned}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } s_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \leq \bar{s}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

s_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

s_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

s_s : Contrainte max dans les aciers.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Niv	Sections (cm ²)	Sens	N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	s _{bs} Mpa	s _{bi} Mpa	s _s Mpa	Obs
RD C à 2	(40x40)	x-x	N _{max} = -1158,93	M _{cor} = -7,756	15,13	4,87	8,18	1,35	vérifiée
			N _{min} = -94,06	M _{cor} = 7,522	15,13	0,51	0,51	1,31	vérifiée
			N _{cor} = -654,58	M= -40,495	15,13	5,65	0,99	7,23	vérifiée
		y-y	N _{max} = 1230,98	M _{cor} = 11,212	15,13	5,42	8,38	1,96	vérifiée
			N _{min} = -124,29	M _{cor} = 14,031	15,13	0,13	0,13	2,46	vérifiée
			N _{cor} = -628,49	M= -26,197	15,13	4,40	2,23	4,63	vérifiée
3 à 10	(35x35)	x-x	N _{max} = -882,13	M _{cor} = -15,244	11,49	4,96	4,99	4,07	vérifiée
			N _{min} = -10,89	M _{cor} = 8,975	11,49	0,60	0,60	2,38	vérifiée
			N _{cor} = -87,24	M= -55,70	11,49	4,99	4,99	15,52	vérifiée
		y-y	N _{max} = -934,46	M _{cor} = -8,737	11,49	0,52	0,52	2,32	vérifiée
			N _{min} = -13,80	M _{cor} = 15,872	11,49	1,12	1,12	4,24	vérifiée
			N _{cor} = -89,50	M= -38,832	11,49	3,51	3,51	10,63	vérifiée

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91modifiée99) :

La sollicitation provoquant 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 :

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

Niv	Sections (cm ²)	Sens	N _S (KN)	M _S (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Obs
RD C à 2	(40x40)	x-x	N _{max} = -1158,93	M _{cor} = -7,756	4,52	15,13	vérifiée
			N _{min} = -94,06	M _{cor} = 7,522	4,54	15,13	vérifiée
			N _{cor} = -654,58	M = -40,495	4,53	15,13	vérifiée
		y-y	N _{max} = 1230,98	M _{cor} = 11,212	4,51	15,13	vérifiée
			N _{min} = -124,29	M _{cor} = 14,031	4,55	15,13	vérifiée
			N _{cor} = -628,49	M = -26,197	4,53	15,13	vérifiée
3 à 10	(35x35)	x-x	N _{max} = -882,13	M _{cor} = -15,244	4,52	11,49	vérifiée
			N _{min} = -10,89	M _{cor} = 8,975	4,86	11,49	vérifiée
			N _{cor} = -87,24	M = -55,70	4,78	11,49	vérifiée
		y-y	N _{max} = -934,46	M _{cor} = -8,737	4,52	11,49	vérifiée
			N _{min} = -13,80	M _{cor} = 15,872	5,04	11,49	vérifiée
			N _{cor} = -89,50	M = -38,832	4,69	11,49	vérifiée

VI.3 Ferraillage des voiles:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I \Rightarrow RDC
- Zone II \Rightarrow Niveau 1 et 2
- Zone III \Rightarrow Niveau 3, 4, 5 et 6
- Zone IV \Rightarrow Niveau 7, 8, 9 et 10

a) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont :

Selon le BAEL 91 :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 révisé 2003 :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

b) Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

Voile élancés : $h/l > 1,5$

Voile courts : $h/l < 1,5$

La méthode utilisée pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.1 Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$S_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$S_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

B : Section du béton.

I : Moment d'inertie du trumeau.

V et V' : Bras de levier

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

- Découpage du diagramme en bandes (d) :

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \times L$$

L_t : Longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Ø Section entièrement comprimée (exemple avec 3 bandes) :

$$N_1 = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

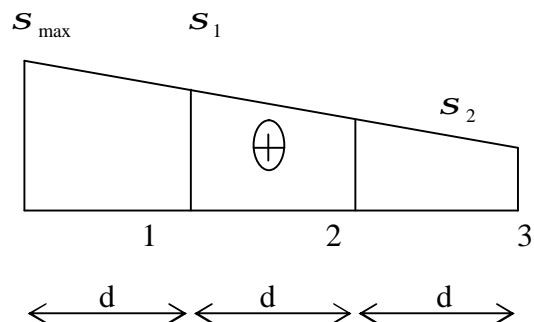
$$N_2 = \frac{S_1 + S_2}{2} \times d \times e$$

S_{\min}

$$N_3 = \frac{S_2 + S_{\min}}{2} \times d \times e$$

Avec :

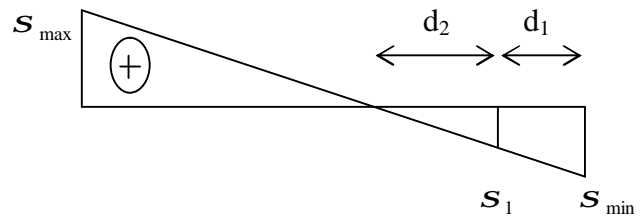
e : Epaisseur de voile.



Ø Section partiellement comprimée:

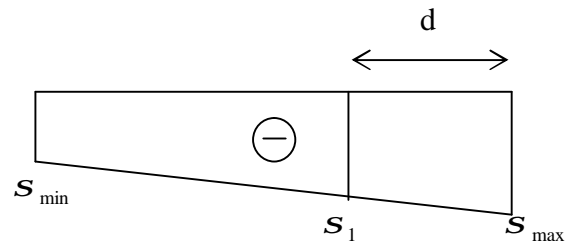
$$N_1 = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{S_1}{2} \times d_2 \times e$$



Ø Section entièrement tendue:

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$



VI.3.2 Armatures verticales:

Ø Section entièrement comprimée:

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{S_s}$$

B : Section du voile.

Situation accidentelle : $S_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $S_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

Ø Section partiellement comprimée et entièrement tendue:

$$A_v = \frac{N_i}{S_s}$$

VI.3.3 Armatures minimales:

Ø Section entièrement comprimée: (Art A.8.1,21/BAEL91 modifiée99)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Ø Section partiellement comprimée et entièrement tendue:

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées99).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002 B \text{ Section min (Art 7.7.4.1RPA99 version2003)}$$

B : Section du tronçon considéré.

VI.3.4 Armatures horizontales:**Ø Exigence du RPA: (Art 7.7.4.1RPA99 version2003)**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- $A_h \geq 0,15 \% \times B$.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Ø Exigence du BAEL: (Art A.8.2.4/BAEL91 modifiée2003)

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

VI.3.5 Règle 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 $A_v \text{ et } A_h \geq 0,15 \% \times B$
- Zone courante $A_v \text{ et } A_h \geq 0,10 \% \times B$

VI.3.6 Armatures transversales:

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.7 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 $\geq 4HA10$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

VI.3.8 Espacement :

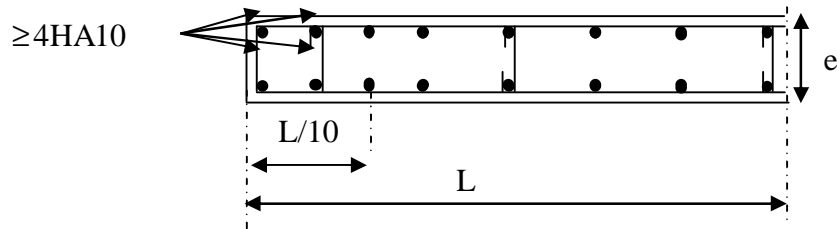
D'après l'article (7.7.4.3 du RPA 99 modifiée2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec (e) l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile 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 égale à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.9 Longueur de recouvrement:

Elles doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.10 Armatures de coutures:

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.10 Vérification:

a) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, on considère :

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

$$s_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{s}_b$$

$$\bar{s}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement:**Ø D'après le RPA99 : (Art 7.7.2/RPA)**

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$t_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec :

 b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.d : Hauteur utile ($d=0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Ø D'après le BAEL : (Art 5.1,1/BAEL91 modifiées99)

Il faut vérifier que :

$$t_u \leq \bar{t}_u$$

$$t_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :

 \bar{t}_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 221/BAEL91 modifiées99)

$$\bar{t}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{g_b}, 4 \text{ Mpa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI.3.10 Exemple de calcul :**Ü Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinale : $L=0,55\text{m}$ de la zone II****▼ Armatures verticales :**

$$L=0,75 \quad , \quad e=0,20\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V = V' = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ m} \\ B = 0,20 \times 0,75 = 0,15 \text{ m}^2 \\ I = \frac{0,20 \times 0,75^3}{12} = 0,007 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$S_{\max} = -3526,61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$S_{\min} = -2584,72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

 \Rightarrow Section entièrement tendue.

$$L_c = 0$$

$$L_t = 0,75 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{2,71}{2}, \frac{2}{3} \times 0 \right) = 1,36m$$

Soit : $d=0,75m$

- Ferraillage du voile :

$$\begin{cases} S_{\max} = -3526,61 \text{ KN} / m^2 \\ S_{\min} = -2584,72 \text{ KN} / m^2 \\ d = 0,75 m \end{cases}$$

D'où :

$$N_1 = \frac{3526,61 + 2584,72}{2} \times 0,75 \times 0,20 = 458,35 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{458,35 \times 10^3}{400 \times 100} = 11,46 \text{ cm}^2$$

- Armatures verticales adoptée /nappe/bande:

$$\frac{A_{v1}}{2} = \frac{11,46}{2} = 5,73 \text{ cm}^2$$

- Armatures de couture:

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 49,56}{40} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Cette équation doit s'ajoute à la section d'aciers tendue calculée.

- Armatures total:

$$\frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 5,97 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6,78$$

$$A \text{ total adoptée } 12\text{HA}12 = 13,56$$

✓ Vérifications :

-Pourcentage minimal par bande tendue :

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande est de 0,2%B.

Par conséquent chaque bande devra être ferraillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = 0,002 \times (75 \times 20) = 3,00 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Pourcentage minimal dans le voile :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} = \max \left(0,15\% B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,15 \times 20 \times 75}{100}; \frac{20 \times 75 \times 2,1}{400} \right) \Rightarrow A_{\min} = 7,88 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée dans le voile : 4HA16=8,04

✓ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{13,56}{4} = 3,39 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisé 2003 : $A_h \geq 0,15\% B = \frac{0,15 \times 75 \times 20}{100} = 2,25 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales/nappe :

$$A_h = \frac{3,39}{2} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte : 8HA10 Avec $A_h = 6,28 \text{ cm}^2$

✓ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :**-BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{49,56 \times 10}{20 \times 0,9 \times 271} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 49,56 \times 10}{20 \times 0,9 \times 271} = 0,14 \text{ MPa}$$

avec : $T = 1,4 \times V_u$

$$\tau_b = 0,14 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\bar{s} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{219,87 \times 10^2}{200 \times 750 + 15 \times 13,56 \times 10^2} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,13 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage des trumeaux de la zone I :

Nom			P ₁ – P ₂	P' ₁ – P' ₂	P ₄ -P ₅ -P ₆ et P ₇	P ₈ – P ₉
Caractéristiques géométriques	L (m)		0,75	1,00	1,60	1,50
	B (m ²)		0,18	0,25	0,40	0,38
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
sollicitations de calcul	s _{max} (KN/ m ²)		-7591,10	-4547,71	-4384,50	-3662,45
	s _{min} (KN/ m ²)		-4389,18	-1898,99	-4663,44	-3411,61
	V _u (KN)		114,54	144,12	104,22	88,68
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L _t (m)		0,75	1,00	1,60	1,50
	L _c (m)		0	0	0	0
	d(m)		0,75	1,00	1,60	1,50
Ferraillages	N(KN)	N ₁	1123,15	805,84	1809,59	1326,39
		N ₂	-	-	-	-
		N ₃	-	-	-	-
	A _V (cm ²)	A ₁	28,08	20,15	45,24	33,16
		A ₂	-	-	-	-
		A ₃	-	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{V1} /2		14,04	10,07	22,62	16,48
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{V2} /2		-	-	-	-
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{vi} /8		14,59	10,76	23,12	17,01
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{vi} /8		-	-	-	-
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	5HA20 =15,71	6HA16 =12,06	12HA16 =24,12	9HA16 =18,10
		A _{tot2} (cm ²)	-	-	-	-
	A _{min} voile (cm ²)		9,84	13,12	21,00	19,68
	A _{min} voile adoptée		5HA26 =10,05	7HA16 =14,07	16HA14 =24,62	10HA16 =20,11
	A _{tot} /bande adoptée (cm ²)		5HA20 + 5HA20 =31,42	6HA16 + 6HA16 =24,12	12HA16 + 12HA16 =48,24	9HA16 + 9HA16 =36,20
	Espacements (cm ²)		15	16	14	17
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		3,92	3,06	6,03	4,53
	Choix par nappe (cm ²)		12HA10=9,42			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ _u (MPa)	0,12	0,15	0,109	0,09
		τ _b (MPa)	0,17	0,21	0,153	0,130
	ELS	N _s (KN)	372,39	450,62	1124,23	904,91
		σ _b (MPa)	0,16	0,15	0,24	0,21

Ferraillage des trumeaux de la zone II :

Nom			P ₁ – P ₂	P' ₁ – P' ₂	P ₄ -P ₅ -P ₆ et P ₇	P ₈ – P ₉
Caractéristiques géométriques	L (m)		0,75	1,00	1,60	1,50
	B (m ²)		0,15	0,20	0,32	0,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
sollicitations de calcul	s _{max} (KN/ m ²)		-3526,61	-2928,17	-4030,89	-4045,67
	s _{min} (KN/ m ²)		-2584,72	-1370,23	-4246,98	-3342,33
	V _u (KN)		49,59	100,42	71,54	82,65
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L _t (m)		0,75	1,00	1,60	1,50
	L _c (m)		0	0	0	0
	d(m)		0,75	1,00	1,36	1,36
Ferraillages	N(KN)	N ₁	458,35	429,84	1125,79	1004,76
		N ₂	-	-	198,67	103,43
		N ₃	-	-	-	-
	A _v (cm ²)	A ₁	11,46	10,75	28,14	25,11
		A ₂	-	-	4,97	2,59
		A ₃	-	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{v1} /2		5,73	5,37	14,07	12,56
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{v2} /2		-	-	2,49	1,30
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{vj} /8		5,95	5,85	14,41	12,96
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{vj} /8		-	-	2,83	1,69
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	6HA12 =6,78	6HA12 =6,78	10HA14 =15,39	9HA14 =13,85
		A _{tot2} (cm ²)	-	-	3HA12 =3,39	3HA12 =3,39
	A _{min} voile (cm ²)		7,88	10,50	16,80	15,75
	A _{min} voile adoptée		4HA16 =8,04	8HA14 =12,31	9HA16 =18,09	9HA16 =18,09
	A _{tot} /bande adoptée (cm ²)		6HA12 + 6HA12 =13,56	6HA12 + 6HA12 =13,56	10HA14 + 10HA14 =30,78	9HA14 + 9HA14 =27,70
	Espacements (cm ²)		13	17	16	17
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		1,70	1,70	3,85	3,46
	Choix par nappe (cm ²)		8HA10=6,28			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ _u (MPa)	0,10	0,20	0,147	0,169
		τ _b (MPa)	0,14	0,29	0,205	0,237
	ELS	N _s (KN)	219,87	299,54	967,58	809,61
		σ _b (MPa)	0,13	0,14	0,26	0,24

Ferraillage des trumeaux de la zone III :

Nom			P ₁ – P ₂	P' ₁ – P' ₂	P ₄ -P ₅ -P ₆ et P ₇	P ₈ – P ₉
Caractéristiques géométriques	L (m)		0,73	0,98	1,58	1,48
	B (m ²)		0,15	0,20	0,62	0,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
sollicitations de calcul	S _{max} (KN/ m ²)		-2387,47	-1852,15	-3985,23	-4114,28
	S _{min} (KN/ m ²)		-2177,06	-1663,85	-3187,65	-2422,78
	V _u (KN)		32,49	49,48	71,54	82,65
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L _t (m)		0,73	0,98	1,2558	1,48
	L _c (m)		0	0	0	0
	d(m)		0,73	0,98	1,36	1,36
Ferrailages	N(KN)	N ₁	333,21	344,57	975,51	889,04
		N ₂	-	-	157,80	78,44
		N ₃	-	-	-	-
	A _V (cm ²)	A ₁	8,33	8,61	24,38	22,23
		A ₂	-	-	3,95	1,96
		A ₃	-	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{V1} /2		4,17	4,30	12,19	11,12
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{V2} /2		-	-	1,98	0,98
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{vi} /8		4,32	4,54	12,53	11,52
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{vi} /8		-	-	2,32	2,36
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	5HA12 =5,65	6HA12 =6,78	9HA14 =13,85	8HA14 =12,31
		A _{tot2} (cm ²)	-	-	3HA12 =3,39	3HA12 =3,39
	A _{min} voile (cm ²)		7,67	10,29	16,59	15,54
	A _{min} voile adoptée		4HA16 =8,04	8HA14 =12,31	9HA16 =18,09	11HA14 =16,93
	A _{tot} /bande adoptée (cm ²)		5HA12 + 5HA12 =11,30	6HA12 + 6HA12 =13,56	9HA14 + 9HA14 =27,70	8HA14 + 8HA14 =24,62
	Espacements (cm ²)		15	17	17	18
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		1,40	1,70	3,46	3,08
	Choix par nappe (cm ²)		14HA8=7,04			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ _u (MPa)	0,06	0,10	0,15	0,17
		τ _b (MPa)	0,09	0,14	0,21	0,24
	ELS	N _s (KN)	194,94	257,37	838,396	716,15
		σ _b (MPa)	0,12	0,12	0,23	0,22

Ferraillage des trumeaux de la zone IV :

Nom			P ₁ – P ₂	P' ₁ – P' ₂	P ₄ -P ₅ -P ₆ et P ₇	P ₈ – P ₉
Caractéristiques géométriques	L (m)		0,73	0,98	1,58	1,48
	B (m ²)		0,15	0,20	0,32	0,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
sollicitations de calcul	S _{max} (KN/ m ²)		-1001,39	-822,77	-1930,17	-2079,57
	S _{min} (KN/ m ²)		-3060,75	-1066,93	-1760,89	-1857,57
	V _u (KN)		86,65	29,16	45,30	73,10
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L _t (m)		0,73	0,98	1,58	1,48
	L _c (m)		0	0	0	0
	d(m)		0,73	0,98	1,36	1,36
Ferrailages	N(KN)	N ₁	296,54	185,19	501,98	535,45
		N ₂	-	-	81,20	47,25
		N ₃	-	-	-	-
	A _V (cm ²)	A ₁	7,41	4,63	12,55	13,39
		A ₂	-	-	2,03	1,18
		A ₃	-	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{V1} /2		3,71	2,31	6,28	6,70
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{V2} /2		-	-	1,02	0,59
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{Vj} /8		4,11	2,45	6,49	7,05
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{Vj} /8		-	-	1,24	0,94
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	5HA12 =5,65	3HA12 =3,39	7HA12 =7,92	8HA12 =9,05
		A _{tot2} (cm ²)	-	-	5HA10 =3,93	5HA10 =3,93
	A _{min} voile (cm ²)		7,67	10,29	16,69	15,54
	A _{min} voile adoptée		4HA16 =8,04	12HA12 =13,56	16HA14 =24,62	14HA14 =21,54
	A _{tot} /bande adoptée (cm ²)		5HA12 + 5HA12 =11,30	12HA12 =13,56	16HA14 =24,62	14HA14 =21,54
	Espacements (cm ²)		15	17	20	21
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		1,40	1,69	3,08	2,69
	Choix par nappe (cm ²)		14HA8=7,04			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ _u (MPa)	0,16	0,06	0,92	0,15
		τ _b (MPa)	0,24	0,08	0,13	0,21
	ELS	N _s (KN)	32,56	138,29	431,61	431,61
		σ _b (MPa)	0,10	0,06	0,12	0,13

Û Soit à calculer le ferraillage du voile transversale :

Ferraillage des trumeaux de la zone I et II :

Zone			I		II	
Nom			$P_{10} - P_{14}$	$P_{11} - P_{15}$	$P_{10} - P_{14}$	$P_{11} - P_{15}$
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,70	2,20	2,70	2,20
	B (m ²)		0,68	0,55	0,54	0,44
	e (m)		0,25	0,25	0,20	0,20
sollicitations de calcul	s_{\max} (KN/ m ²)		-2495,72	-2898,50	-1926,87	-3011,79
	s_{\min} (KN/ m ²)		-2396,06	-3113,13	-2743,32	-3635,30
	V_u (KN)		334,94	237,87	269,55	164,41
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L_t (m)		2,70	2,20	2,70	2,20
	L_c (m)		0	0	0	0
	d(m)		2,09	2,09	1,33	1,33
Ferraillages	N(KN)	N_1	1277,98	1570,54	621,14	884,06
		N_2	373,024	82,68	639,82	813,20
		N_3	-	-	-	-
	A_v (cm ²)	A_1	31,95	39,26	15,53	22,10
		A_2	9,33	2,07	15,99	20,33
		A_3	-	-	-	-
	$A_1/\text{nappe}(\text{cm}^2)A_{v1}/2$		15,98	19,63	7,77	11,05
	$A_2/\text{nappe}(\text{cm}^2)A_{v2}/2$		4,67	1,035	7,99	10,17
	$A_{\text{tot1}}/\text{nappe}(\text{cm}^2)A_1+A_{vj}/8$		17,59	20,77	8,91	11,84
	$A_{\text{tot2}}/\text{nappe}(\text{cm}^2)A_2+A_{vj}/8$		6,28	2,18	9,13	10,96
	Choix par nappe	$A_{\text{tot1}}(\text{cm}^2)$	14HA14=21,54	16HA14=24,62	10HA12=11,31	10HA14=15,39
		$A_{\text{tot2}}(\text{cm}^2)$	9HA14=7,70	3HA12=3,39	10HA12=11,31	10HA14=15,39
	A_{\min} voile (cm ²)		35,43	28,88	28,35	23,10
	A_{\min} voile adoptée		18HA16=36,20	18HA16=36,20	26HA14=40,04	16HA14=24,62
	$A_{\text{tot}}/\text{bande adoptée (cm}^2)$		14HA14 + 14HA14 =43,08	16HA14 + 16HA14 =49,24	26HA14=40,04	10HA14 + 10HA14 =30,78
	Espacements (cm ²)		20	14	21	22
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		5,39	6,16	5,01	3,85
	Choix par nappe (cm ²)		12HA10=9,42			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ_u (MPa)	0,36	0,25	0,56	0,34
		τ_b (MPa)	0,50	1,79	0,78	0,48
	ELS	N_s (KN)	1218,41	1208,69	1029,13	1068,59
		σ_b (MPa)	0,16	0,21	0,17	0,22

Ferraillage des trumeaux de la zone III et IV :

Zone			III		IV	
Nom			P ₁₀ – P ₁₄	P ₁₁ – P ₁₅	P ₁₀ – P ₁₄	P ₁₁ – P ₁₅
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,68	2,18	2,68	2,18
	B (m ²)		0,54	0,44	0,54	0,44
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
sollicitations de calcul	S _{max} (KN/ m ²)		-2279,66	-2492,43	-2383,39	-2106,92
	S _{min} (KN/ m ²)		-2243,37	-3314,16	-123,13	-1044,40
	V _u (KN)		245,10	146,68	137,57	83,97
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L _t (m)		2,68	2,18	2,68	2,18
	L _c (m)		0	0	0	0
	d(m)		1,33	1,33	1,33	1,33
Ferrailages	N(KN)	N ₁	601,56	772,28	333,37	419,13
		N ₂	610,61	493,56	338,38	267,86
		N ₃	-	-	-	-
	A _V (cm ²)	A ₁	15,04	19,31	8,33	10,48
		A ₂	15,27	12,34	8,46	6,70
		A ₃	-	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{V1} /2		7,52	9,66	4,17	5,24
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{V2} /2		7,64	6,17	4,23	3,35
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{vi} /8		8,70	10,56	4,83	5,64
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{vi} /8		8,82	7,07	4,89	3,75
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	8HA12=9,05	11HA12=12,44	6HA12=6,78	11HA12=12,44
		A _{tot2} (cm ²)	8HA12=9,05	11HA12=12,44	6HA12=6,78	11HA12=12,44
	A _{min} voile (cm ²)		28,14	22,89	28,14	22,89
	A _{min} voile adoptée		24HA14=36,93	16HA14=24,62	22HA14=33,86	16HA14=24,62
	A _{tot/bande} adoptée (cm ²)		24HA14=36,93	11HA12 + 11HA12 =24,88	22HA14=33,86	11HA12 + 11HA12 =24,88
	Espacements (cm ²)		22	20	20	20
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		4,62	3,14	4,62	3,14
	Choix par nappe (cm ²)		12HA10=9,42			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ _u (MPa)	0,51	0,31	0,03	0,17
		τ _b (MPa)	0,72	0,43	040	0,25
	ELS	N _s (KN)	893,94	933,21	449,97	492,56
		σ _b (MPa)	0,15	0,20	0,08	0,10

Ü Soit à calculer le ferrailage du voile d'ascenseur :

Ferrailage des trumeaux de la zone I et II

Zone			I		II	
Nom			P _{3x}	P _{12y} – P _{13y}	P _{3x}	P _{12y} – P _{13y}
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,20	0,90	1,20	0,90
	B (m ²)		0,18	0,14	0,18	0,14
	e (m)		0,15	0,15	0,15	0,15
sollicitations de calcul	s _{max} (KN/ m ²)		-4628,60	-4035,72	-4310,20	-4084,16
	s _{min} (KN/ m ²)		-5150,18	-3888,42	-4664,80	-3208,56
	V _u (KN)		30,73	18,99	29,39	21,88
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	L _t (m)		1,20	0,90	1,20	0,90
	L _c (m)		0	0	0	0
	d(m)		1,20	0,90	1,20	0,90
Ferraillages	N(KN)	N ₁	880,09	534,88	807,75	492,26
		N ₂	-	-	-	-
		N ₃	-	-	-	-
	A _v (cm ²)	A ₁	22,00	13,37	20,19	12,30
		A ₂	-	-	-	-
		A ₃	-	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{v1} /2		11,00	6,68	10,09	6,15
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{v2} /2		-	-	-	-
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{vi} /8		11,15	6,77	10,23	6,26
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{vi} /8		-	-	-	-
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	8HA14=12,31	5HA14=7,70	10HA12=11,31	6HA12=6,78
		A _{tot2} (cm ²)	-	-	-	-
	A _{min} voile (cm ²)		9,45	7,09	9,45	7,09
	A _{min} voile adoptée		7HA14=10,77	6HA14=9,23	7HA14=10,77	6HA14=9,23
	A _{tot} /bande adoptée (cm ²)		8HA14 + 8HA14 =24,62	5HA14 + 5HA14 =15,40	10HA12 + 10HA12 =22,62	6HA12 + 6HA12 =13,56
	Espacements (cm ²)		15	18	12	15
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		3,07	1,93	2,83	1,70
	Choix par nappe (cm ²)		6HA10=4,71			
	Armatures trasversales		4Epingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ _u (MPa)	0,054	0,034	0,080	0,061
		τ _b (MPa)	0,075	0,071	0,112	0,085
	ELS	N _s (KN)	641,91	404,53	589,04	372,23
		σ _b (MPa)	0,30	0,26	0,28	0,24

Ferrailage des trumeaux de la zone III et IV

Zone		III		IV	
Nom		P_{3x}	$P_{12y} - P_{13y}$	P_{3x}	$P_{12y} - P_{13y}$
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,20	0,90	1,20	0,90
	B (m ²)	0,18	0,14	0,18	0,14
	e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15
sollicitations de calcul	S_{\max} (KN/ m ²)	-3086,39	-2681,01	-1630,41	-1460,15
	S_{\min} (KN/ m ²)	-3159,95	-2385,41	-1560,93	-1145,85
	V_u (KN)	25,92	14,67	21,52	20,16
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L_t (m)	1,20	0,90	1,20	0,90
	L_c (m)	0	0	0	0
	d(m)	1,20	0,90	1,20	0,90
Ferrailages	N(KN)	N ₁	562,17	341,98	287,22
		N ₂	-	-	-
		N ₃	-	-	-
	A _V (cm ²)	A ₁	14,05	8,55	7,18
		A ₂	-	-	-
		A ₃	-	-	-
	A ₁ /nappe(cm ²)A _{V1} /2		7,03	4,27	3,59
	A ₂ /nappe(cm ²)A _{V2} /2		-	-	-
	A _{tot1} /nappe(cm ²)A ₁ +A _{Vj} /8		7,15	4,34	3,69
	A _{tot2} /nappe(cm ²)A ₂ +A _{Vj} /8		-	-	-
	Choix par nappe	A _{tot1} (cm ²)	7HA12=7,92	5HA12=5,65	5HA12=5,65
		A _{tot2} (cm ²)	-	-	-
	A _{min} voile (cm ²)		9,45	7,09	9,45
	A _{min} voile adoptée		7HA14=10,77	6HA14=9,23	7HA14=10,77
	A _{tot} /bande adoptée (cm ²)		7HA12 + 7HA12 =15,84	5HA12 + 5HA12 =11,30	5HA12 + 5HA12 =11,30
	Espacements (cm ²)		17	18	18
	Armatures horizontals /nappe (cm ²)		1,98	1,41	1,41
	Choix par nappe (cm ²)		6HA10=4,71		
	Armatures trasversales		4Epingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contraintes	τ_u (MPa)	0,071	0,041	0,059
		τ_b (MPa)	0,099	0,057	0,081
	ELS	N _s (KN)	409,98	258,62	209,59
		σ_b (MPa)	0,20	0,17	0,11

VI.4 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.
Ils doivent être ferraillés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations (M et N) résultat des charges verticales et les forces sismiques.

VI.4.1 Méthode de calcul :**a) Contraintes limites de cisaillement:**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}.$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Ferraillage des linteaux :

$$\emptyset \text{ Premier cas : } \tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)

Des aciers transversaux (A_t)

Des aciers en partie courants (de peau) (A_c)

✓ Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :
ou : h : est la hauteur totale du linteau

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

avec : $z = h - 2d'$

Ou:

h : est la hauteur totale du linteau et d est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4V_u$).

▼ Aciers transversaux :

- **Premier sous cas :** Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau

- **Deuxième sous cas :** Linteaux courts ($\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e} \quad \text{et} \quad V = \min (V_1, V_2)$$

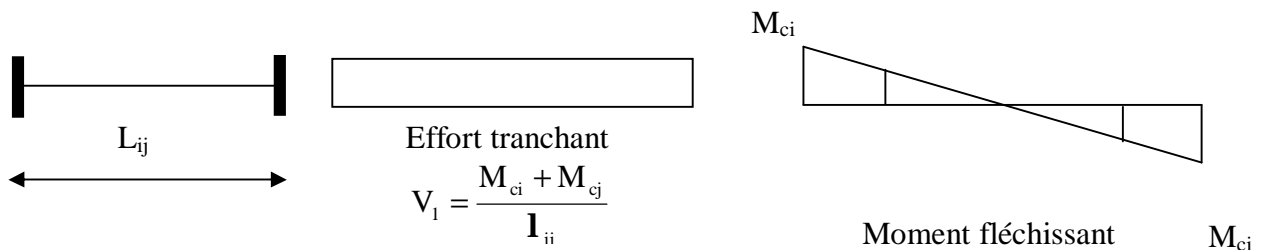
Avec :

$$V_1 = 2 \times V_{u(calcul)}$$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \times f_e \times Z$

Avec : $Z = h - 2d'$



Ø Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

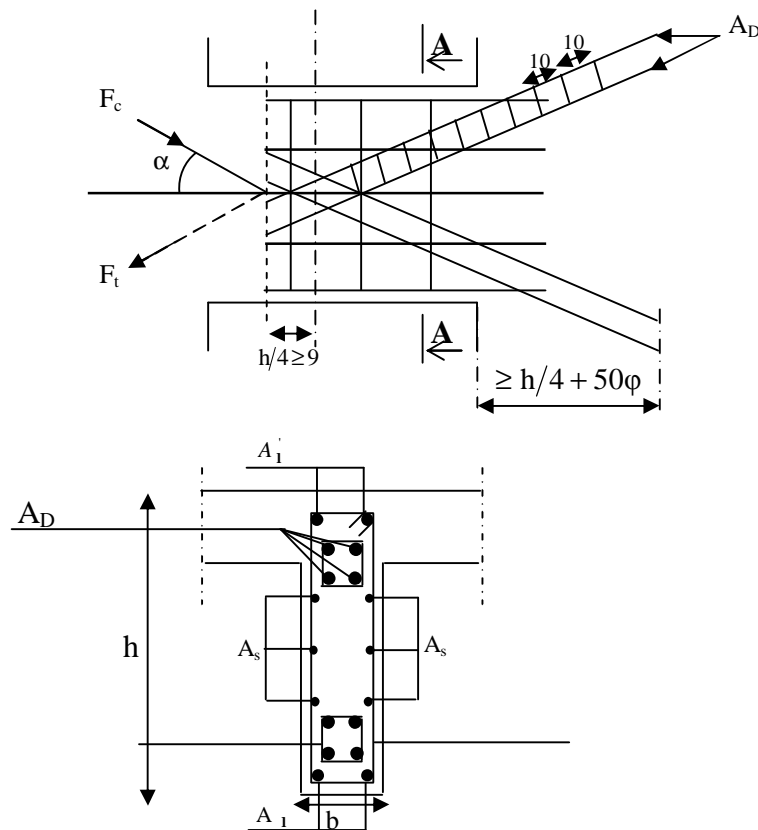
Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \quad \text{et} \quad V = V_{calcul}$$



Coupe A-A

c) Ferrailage minimal :**✓ Armatures longitudinales :**

$$A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

✓ Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

✓ Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

✓ Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou' (A_c , 2nappe) doivent être au total d'un minimum égale à 0,20% de la section verticale du linteau.

$$A_c = 0.20\% \cdot b \cdot h \quad \text{Avec : } b : \text{épaisseur de linteau}$$

✓ Longueur d'ancrage:

$$L_d \geq \frac{h}{4} + 50\phi$$

VI.4.1 Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau (S1 et S2) :

$$h = 1,79\text{m}$$

$$L = 1,20\text{m}$$

$$e = 0,25\text{m}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \quad \text{avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calcule}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 399,47 \times 10}{25 \times 0,9 \times 144} = 1,73\text{MPa} \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$\tau_b = 1,73\text{MPa} > 0,06f_{c28} = 1,5\text{MPa}$$

\Rightarrow Donc on adopte le ferraillage minimal.

RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0,15\% \times 25 \times 179 = 6,71\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A'_l = 7,46\text{cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}14 = 7,70\text{cm}^2$$

c) Armatures transversales :

$$\tau_b = 1,73\text{MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa}$$

Avec :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{179}{4} = 44,75\text{cm}$$

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

$$A_t > 0,0025 \times b \times S_t = 0,0025 \times 25 \times 20 = 1,25\text{cm}^2$$

$$A_t \geq 1,25\text{cm}^2$$

Soit: $3\text{HA}10 \Rightarrow A_t = 2,35\text{cm}^2$

$$\bullet \text{ On a : } (\lambda g = \frac{L}{h} = \frac{120}{179} = 0,67 \leq 1) \Rightarrow \text{Linteaux courts}$$

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

Avec :

$$\begin{cases} V_1 = 2 \times V_{u(\text{calcul})} \\ V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \end{cases}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \times f_e \times Z$

Avec : $Z = h - 2d'$

Dans notre cas les moments M_{ci} , M_{cj} et V_u de calcul seront obtenus à partir du logiciel ETABS.

Soit : $M_{ci} = 286,512 \text{ KN.m}$

$M_{cj} = 196,008 \text{ KN.m}$

$V_u = 399,47 \text{ KN}$

$$V_1 = 2 \times V_{u(\text{calcul})} = 2 \times 399,47 = 798,94 \text{ KN}$$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} = \frac{286,512 + 196,008}{1,20} = 402,10 \text{ KN}$$

Donc : $V = \min (798,94; 402,10) \text{ KN} \Rightarrow V = 402,10 \text{ KN}$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e} = \frac{2,35 \times 400 \times 120}{402,10 \times 10 + 2,35 \times 400} = 22,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Armatures diagonales :

$$t_b = 1,73 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Donc les armatures diagonales sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V_{\text{calcul}}}{2 \times f_e \times \sin a}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{1,79 - 2 \times 0,02}{1,20} = 1,458 \Rightarrow \alpha = 55,55^\circ$$

$$A_D = \frac{399,47 \times 10}{2 \times 400 \times 0,82} = 6,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 $\Rightarrow A_D = 6,77 \text{ cm}^2$

Avec un cadre de $\phi 8$ chaque 10cm.

e) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002 \times e \times h = 0,002 \times 25 \times 179 = 8,95 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 $\Rightarrow A_c = 10,77 \text{ cm}^2$

f) Longueur d'ancrage :

$$L_d \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{179}{4} + 50 \times 1,4 = 114,75 \text{ cm}$$

$\Rightarrow L_d = 120 \text{ cm}$

Ø Tableau récapitulatif de Ferraillage des linteaux de différentes zones:

Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1,79	1,00	1,00	1,00
	L (m)	1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)	0,25	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	τ_b (MPa)	1,73	4,06	2,12	1,08
	V_u (KN)	399,47	399,47	177,23	90,24
Ferraillage des linteaux	\bar{E}_b (MPa)	1,5	1,5	1,5	1,5
	t_b (MPa)	1,73	4,06	2,12	1,08
	$A_l = A_l$ (cm ²)	7,46	3,00	3,00	3,00
	$A_{adoptée}$ (cm ²)	5HA14=7,70	6HA12=6,78	6HA12=6,78	6HA12=6,78
	λ_g	0,67	1,2	1,2	1,2
	A_t (cm ²)	1,25	0,75	0,75	0,75
	$A_{adoptée}$ (cm ²)	7HA10=5,49	5HA10=3,93	5HA10=3,93	5HA10=3,93
	A_D (cm ²)	6,08	7,99	3,54	0
	$A_{adoptée}$ (cm ²)	6HA12=6,77	4HA16=8,04	4HA12=4,52	0
	A_c (cm ²)	8,95	4,00	4,00	4,00
	$A_{adoptée}$ (cm ²)	7HA14=10,77	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52
	Longueur d'encrage	120	110	100	100

Introduction :

Les fondations : base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure.

Les principaux rôles de la fondation peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce les plans différents.

Remarque :

Dans la pratique, les tassements peuvent être de l'ordre de 5 à 25 mm.

Les semelles superficielles sont toujours posées sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur, dosé à 150 Kg/m³.

VII.1 Classification des fondations :**a) Fondations superficielles :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction sont situées à une faible profondeur.

On distingue trois sous classes :

1. Semelles isolées (ponctuelles) sous poteaux.
2. Semelles filantes (linéaires) sous poteaux ou bien murs.
3. Radier général (semelle concernant toute la structure).

b) Fondations profondes :

Se sont des semelles sur puits ou sur pieux, elles sont utilisées lorsque les couches de terrain capable de reprendre les charges et surcharges de la construction sont situées à une grande profondeur.

VII.2 Choix du type de fondation :

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain et sa résistance.
- De profondeur de la couche résistante.
- Du type de l'ouvrage à fonder : c'est-à-dire de l'intensité des forces à transmettre aux massif de fondation.
- Du site d'implantation.
- De la facilité d'exécution.
- De coût d'exécution.

VII.3 Etude géotechnique du 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. Pour notre ouvrage, les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est de 2,5bars (sol rocheux)
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remonté des eaux.

VII.4 Choix de la fondation :

VII.4.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, on considère uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base des poteaux de RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{S}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\text{D'où: } A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{S}_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 1439,64 \text{ KN} \quad , \quad \bar{S}_{sol} = 250 \text{ KN} / m^2$$

$$A \geq \sqrt{\frac{1439,64}{250}} \Rightarrow A = B = 2,40 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on orientera notre choix pour des semelles filantes.

VII.4.2 Semelles filantes :

VII.4.2.1 Dimensionnement :

Semelles filantes sous voiles :

$$\bar{S}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{G + Q}{BL}$$

Avec : **B** : Largeur de la semelle.

G et **Q** : Charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{S}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- Voiles avec ouvertures :

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
P ₁	1027,42	2,95	1,39	4,10
P ₂	1164,93	2,95	1,58	4,66
				S_t = 8,76

Tableau VII.1 Surface des semelles filantes sous les voiles avec ouverture (sens longitudinal)

- Voiles sans ouvertures :

⇒ Sens longitudinal

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
P ₄	870,61	1,60	2,18	3,48
P ₅	690,86	1,60	1,73	2,77
P ₆	946,28	1,60	2,36	3,78
P ₇	743,39	1,60	1,86	2,97
P ₈	1439,64	1,50	3,84	5,76
P ₉	1333,22	1,50	3,56	5,34
				S_t = 24,10

Tableau VII.2 Surface des semelles filantes sous les voiles sans ouverture (sens longitudinal)

⇒ Sens transversal :

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
P ₁₀	1027,42	2,70	1,52	4,10
P ₁₁	1164,93	2,20	2,12	4,66
P ₁₄	1439,64	2,70	2,13	5,75
P ₁₅	1339,22	2,20	2,43	5,35
				S_t = 19,86

Tableau VII.3 Surface des semelles filantes sous les voiles sans ouverture (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_t = 52,72m²**

a) Semelles filantes sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité. Dans notre cas, il s'agit du portique transversal (2-2).

Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte 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.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination du centre de pression : $C_p = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{array}{l}
 \nearrow e p \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\
 \searrow e p \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}
 \end{array}$$

$$s_{\min} = \frac{N}{L_t} x \left(1 - \frac{6.e}{L_t} \right) \qquad s_{\max} = \frac{N}{L_t} x \left(1 + \frac{6.e}{L_t} \right)$$

$$s_{(L/4)} = \frac{N}{B.L_t} x \left(1 + \frac{3.e}{L_t} \right)$$

- **Détermination de la résultante des charges R :**

Poteaux	N _{ser} (KN)	e _i (m)	N _{ser} x e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
1	1439,64	0	0	0,375
2	437,55	4,15	1815,83	2,428
3	397,29	5,75	2284,42	2,398
4	1027,42	9,95	10222,83	-7,30
	$\sum = 3301,90$		$\sum = 14323,08$	$\sum = -2,10$

Tableau VII.4 Distance par rapport au point d'appui 1

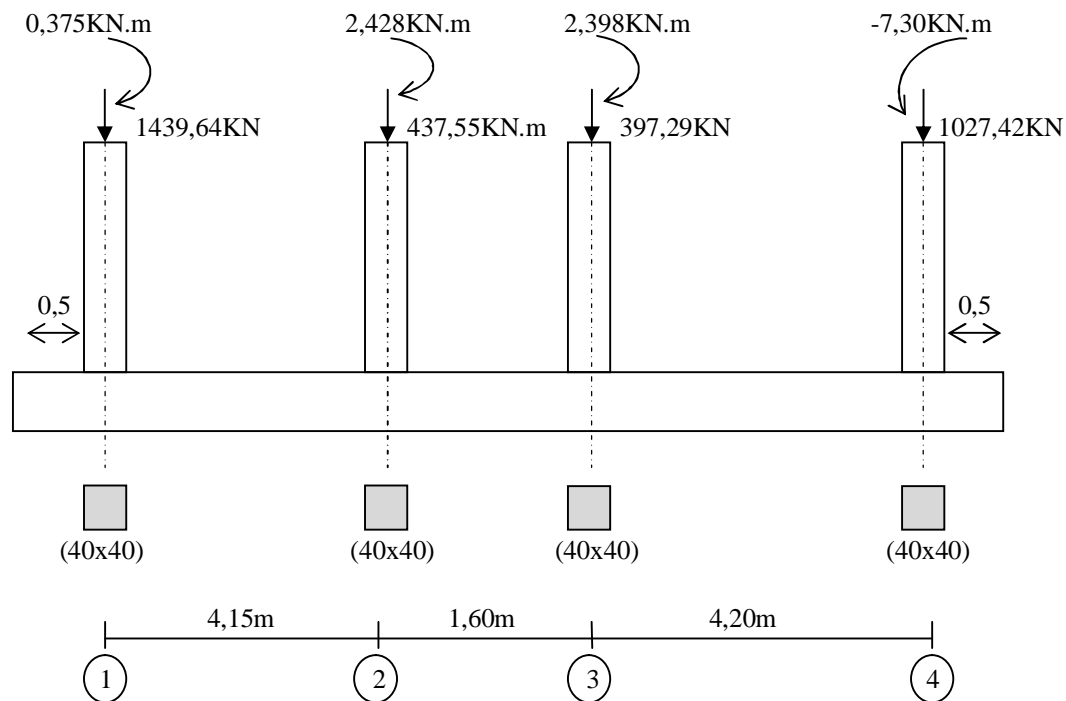


Fig. VII.1 Sollicitations revenant à la semelle

La longueur totale de la semelle (y compris les débords de 0,5m de chaque extrémité) est de 11,35m.

- **Calcul du centre de pression (par rapport au point d'appui 1) :**

$$C_p = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

$$C_p = \frac{14323,08 - 2,10}{3301,90} = 4,34 \text{ m}$$

- **Calcul de l'exentricité :**

$$e = (G - C_p) = (5,68 - 4,34) = 1,34 \text{ m}$$

$$\text{Où : } G = \frac{L_t}{2} = 5,68 \text{ m}$$

$$\frac{L_t}{6} = 1,89 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 1,34 \text{ m} \text{ p } \frac{L_t}{6} = 1,89 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale des contraintes.}$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$s_{\frac{3}{4}} = \frac{N}{B \cdot L_t} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L_t} \right) \leq \bar{s}_{sol} \quad \text{ce qui donne} \quad B \geq \frac{N}{\bar{s}_{sol} L_t} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L_t} \right)$$

$$B \geq \frac{3301,90}{250 \times 11,35} \left(1 + \frac{3 \times 1,34}{11,35} \right) = 1,58 \text{ m}$$

On adopte une largeur $B = 1,60 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,60 \times 11,35 = 18,16 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 18,83 \times 8 = 150,64 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 150,64 + 52,72 = 203,36 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 22,20 \times 10,35 = 229,77 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{203,36}{229,77} = 0,88$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes supérieure à 50% de la surface du sol d'assise du bâtiment ($S_t > 50\% S_{st}$), ce qui nous ramène à opter pour le dernier type des fondations superficielles qui est un radier général.

VII.5 Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Il est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Facilité de coffrage et de ferrailage,
- Rapidité d'exécution.

VII.5.1 Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{p} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide si s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{p}{2} \cdot L_e \quad \text{ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m), $I = \frac{bh^3}{12}$

E : Module de déformation longitudinale déferé $E = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles ou deux poteaux successifs, $L_{\max} = 4,20 \text{ m}$

$$\text{D'où :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} \cdot 2,40\right)^4 \frac{3 \times 40}{32164,20}} = 0,58 \text{ m}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad 0,53 \text{ m} \leq h \leq 0,84 \text{ m}$$

On opte pour **$h = 60 \text{ cm}$** .

b) La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{4,20}{20} = 0,21 \text{ m}$$

Soit : **$h_d = 30 \text{ cm}$**

c) La poutre nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,20}{10} = 0,42 \text{ m} \quad \text{Soit : } \mathbf{h_n = 60 \text{ cm}}$$

On prend : **$b_n = 50 \text{ cm}$**

d) Calcul des débords :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **$L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$**

Donc la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 229,77 + 26,68 = 256,45 \text{ m}^2$

VII.5.2 Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 13057,011 \text{ KN}$

Poids du radier = poids de la dalle + poids des nervures + poids de (TVO) + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $256,45 \times 0,3 \times 25 = 1923,38 \text{ KN}$

Poids des nervures : $[(0,60 - 0,30) \times 0,50 \times 181,20 \times 25] = 679,50 \text{ KN}$

Poids du remblai en TVO : $[(0,60 - 0,30) \times (256,45 - 181,20) \times 17] = 383,78 \text{ KN}$

Où $r_{TVO} = 17 \text{ KN} / m^3$

Poids de la dalle flottante : $[(256,45 - 181,20) \times 0,10 \times 25] = 188,13 \text{ KN}$

$$G_{rad} = 3174,79 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 16231,80 \text{ KN}$$

b) Surcharge du radier :

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 4328,86 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{rad} = 5 \times 256,45 = 1282,25 \text{ KN}$

$$Q_{tot} = 5611,11 \text{ KN}$$

c) Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1,35 (16231,80) + 1,5 (5611,11) = 30329,60 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 16231,80 + 5611,11 = 21842,91 \text{ KN}$$

VII.5.3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{n.rad} \geq \frac{N_u}{1,33 s_{sol}} = \frac{30329,60}{1,33 \times 250} = 91,22 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{n.rad} \geq \frac{N_s}{s_{sol}} = \frac{21842,91}{250} = 87,37 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier est :

$$S_{n.rad} \geq \max (91,22; 87,37) \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 256,45 \text{ m}^2 \text{ f } 91,22 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $t_u \leq \bar{t}_u$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{g_b}; 4 MPa \right\}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{30329,60 \times 1}{256,45} \cdot \frac{4,20}{2} = 248,36 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{248,36}{1 \times 0,27} = 919,85 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,919 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot 25}{1,5}; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$t_u \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.5 Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens X-X.

$$X_G = 11,50 \text{ m} \quad \text{et} \quad Y_G = 6,17 \text{ m}$$

b) Moment d'inertie :

$$I_{XX} = 2656,87 \text{ m}^2$$

$$I_{YY} = 11305,17 \text{ m}^2$$

c) Stabilité du radier :

Elle consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU: } s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4} \leq 2 s_{sol}^-$$

$$\text{A l'ELS : } s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4} \leq s_{sol}^-$$

Avec :

$$s_1, s_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

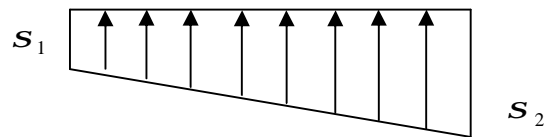


Fig. VII.2 Diagramme des contraintes

- Sens longitudinal :

$$M = 22226,016 + 980,88 \times 0,60 = 22814,54 \text{ KN.m}$$

• ELU :

$$s_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30329,60}{256,45} + \frac{22814,54}{11305,17} \times 11,50 = 141,47 \text{ KN / m}^2$$

$$s_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30329,60}{256,45} - \frac{22814,54}{11305,17} \times 11,50 = 95,06 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où : } s_m = \frac{3 \times 141,47 + 95,06}{4} = 129,87 \text{ KN / m}^2$$

$$2 s_{sol}^- = 2 \times 250 = 500 \text{ KN / m}^2$$

$$s_m \leq 2 \cdot s_{sol}^- \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **ELS :**

$$S_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{21842,91}{256,45} + \frac{22814,54}{11305,17} \times 11,50 = 108,38 \text{ KN / m}^2$$

$$S_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{21842,91}{256,45} - \frac{22814,54}{11305,17} \times 11,50 = 62,00 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où : } S_m = \frac{3 \times 108,38 + 62}{4} = 96,78 \text{ KN / m}^2$$

$$S_m \leq S_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$M = 23638,755 + 1014,94 \times 0,60 = 24247,72 \text{ KN.m}$$

• **ELU :**

$$S_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30329,60}{256,45} + \frac{24247,72}{2656,87} \times 6,17 = 174,58 \text{ KN / m}^2$$

$$S_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30329,60}{256,45} - \frac{24247,72}{2656,87} \times 6,17 = 61,96 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où : } S_m = \frac{3 \times 174,58 + 61,96}{4} = 146,45 \text{ KN / m}^2$$

$$2 S_{sol} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN / m}^2$$

$$S_m \leq 2 S_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **ELS :**

$$S_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{21842,91}{256,45} + \frac{24247,72}{2656,87} \times 6,17 = 141,48 \text{ MPa}$$

$$S_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{21842,91}{256,45} - \frac{24247,72}{2656,87} \times 6,17 = 28,86 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } S_m = \frac{3 \times 141,48 + 28,86}{4} = 113,33 \text{ MPa}$$

$$S_m \leq S_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot m_c \cdot h \cdot f_{c28}}{g_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

m_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (bande de 1m).

Ø Vérification pour le poteau le plus sollicité :

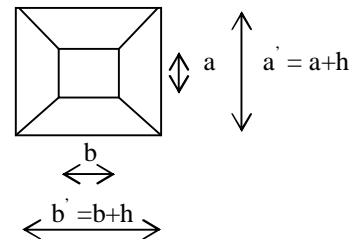
$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,4 + 0,4 + 2 \cdot 0,6) = 4 \text{ m}$$

$$N_u = 1584,57 \text{ KN}$$

$$a' = a + h$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot 4 \cdot 0,6 \cdot 25000}{1,5} = 1800 \text{ KN}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

**Ø Vérification pour le voile le plus sollicité :**

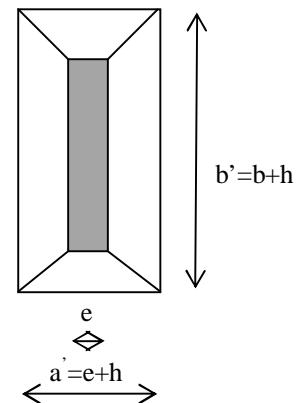
On considère une bande de 1m du voile.

$$m_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,25 + 1 + 2 \cdot 0,6) = 4,90 \text{ m}$$

$$N_u = 1969,70 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot 4,90 \cdot 0,6 \cdot 25000}{1,5} = 2205 \text{ KN}$$

⇒ **Condition vérifiée.**



VII.5.6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera étudié comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appui sur les nervures. Celles-ci prennent appui sur les poteaux ainsi que les voiles.

Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Pour le calcul de ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale S_m^{\max} , la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol :

$$\text{ELU : } q_u = S_{m(\text{ELU})} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 146,45 - \frac{3174,79}{256,45} = 134,07 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = S_{m(\text{ELS})} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 113,33 - \frac{3174,79}{256,45} = 100,95 \text{ KN / m}^2$$

- **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

- **1^{er} cas :** Si $r < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{er} cas :** Si $0,4 \leq r \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } L_x : M_{ox} = m_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } L_y : M_{oy} = m_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients m_x, m_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } r = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x \text{ p } L_y).$$

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

Les panneaux étant soumis 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, en suite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3,40 \text{ m}$$

$$L_y = 4,20 \text{ m}$$

• **Ferraillage du panneau :**

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{4,20} = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0553 \\ m_y = 0,613 \end{cases}$$

$0,4 \leq r \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

On calcule les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y .

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x , d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y .

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0,75 M_{ox}$ ou $0,75 M_{oy}$

Moment sur appuis : $0,5 M_{ox}$ ou $0,5 M_{oy}$

- Si le panneau considéré comme un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : $0,85 M_{ox}$ ou $0,85 M_{oy}$

Moment sur appuis de rive : $0,3 M_{ox}$ ou $0,3 M_{oy}$

Moment sur appuis intermédiaire : $0,5 M_{ox}$ ou $0,5 M_{oy}$

✓ **Calcul à l'ELU :**

• **Evaluation des moments isostatiques M_{ox} , M_{oy} :**

$$M_{ox} = m_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0553 \times 134,07 \times 3,40^2 = 85,71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{oy} = m_y \cdot M_{ox} = 0,613 \times 85,71 = 52,54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

1- Ferraillage dans le sens x-x :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = 0,5 M_{ox}$$

$$M_{ua} = 0,5 \times 85,71 = 42,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moments en travées :

$$M_{ut} = 0,85 M_{ox}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 85,71 = 72,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

1-1- Ferrailage aux appuis :

$$m = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{42,86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,041 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$m = 0,041 \quad \Rightarrow \quad b = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42,86 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA12/ml = 5,65cm²** avec $S_t = 20\text{cm}$

1-2- Ferrailage en: travée :

$$m = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{72,85 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,07 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$m = 0,07 \quad \Rightarrow \quad b = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72,85 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9,23cm²** avec $S_t = 16\text{cm}$

2- Ferrailage dans le sens y-y :**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = 0,5 M_{oy}$$

$$M_{ua} = 0,5 \times 52,54 = 26,27 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{ut} = 0,85 M_{oy}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 52,54 = 44,66 \text{ KN.m}$$

2-1- Ferrailage aux appuis :

$$m = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{26,27 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,025 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$m = 0,025 \quad \Rightarrow \quad b = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,27 \times 10^3}{0,987 \times 27 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

2-2- Ferrailage en: travée :

$$m = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{44,66 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,043 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$m = 0,043 \Rightarrow b = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{44,66 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 4,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $6\text{HA}12/\text{ml} = 6,78\text{cm}^2$ avec $S_t = 16\text{cm}$

Ø Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/art. B.7.4) :

$$A_{\min} = d_o \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - r}{2} \right)$$

Avec : $r_o = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0,81}{2} \right) = 2,63 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,63 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\left. \begin{array}{l} A_{tx} = 9,23 \text{ cm}^2 > 2,63 \text{ cm}^2 \\ A_{ty} = 6,78 \text{ cm}^2 > 2,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre minimal des armatures (BAEL 91 modifié 99/art. A.8.2.42) :

On doit vérifier que :

$$f \leq f_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$f = 14 \text{ mm} \quad \text{p} \quad f_{\max} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Rapport minimal des armatures en travées :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{9,23}{3} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 6,78 \text{ cm}^2 \geq 3,08 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Espacement des armatures (BAEL 91 modifié 99/art. A.8.2.42) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée : $\min(3h_t, 33\text{cm})$.

Direction perpendiculaire : $\min(4h_t, 45\text{cm})$.

Sens x-x :

Armatures supérieures : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(90\text{cm}, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 16 \text{ cm} < \min(120\text{cm}, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$.

Sens y-y :

Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(90\text{cm}, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $S_t = 16 \text{ cm} < \min(120\text{cm}, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$.

✓ Calcul et vérification à l'ELS :**a) Evaluation des moments isostatiques M_{ox} , M_{oy} :**

$$M_{ox} = m_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0553 \times 100,95 \times 3,40^2 = 64,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{oy} = m_y \cdot M_{ox} = 0,613 \times 64,53 = 39,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moments aux appuis :

$$\text{Sens x-x : } M_{sa} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 64,53 = 32,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_{sa} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 39,56 = 19,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moments en travées :

$$\text{Sens x-x : } M_{st} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 64,53 = 54,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_{st} = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 39,56 = 33,63 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$a = \frac{y}{d} \mathbf{p} \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } g = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : position de l'axe neutre.

Sens de la petite portée (x-x) :

- Aux appuis :

$$g = \frac{42,86}{32,27} = 1,328 \quad \text{et } m = 0,041 \rightarrow a = 0,0536$$

$$a = 0,0536 \mathbf{p} \frac{1,328-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$g = \frac{72,85}{54,85} = 1,328 \quad \text{et } m = 0,07 \rightarrow a = 0,0907$$

$$a = 0,0907 \mathbf{p} \frac{1,328-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens de la grande portée (y-y) :

- Aux appuis :

$$g = \frac{26,27}{19,78} = 1,328 \quad \text{et } m = 0,025 \rightarrow a = 0,033$$

$$a = 0,033 \mathbf{p} \frac{1,328-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$g = \frac{44,66}{33,63} = 1,328 \quad \text{et } m = 0,043 \rightarrow a = 0,0562$$

$$a = 0,0562 \mathbf{p} \frac{1,328-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les vérifications précédentes sont vérifiées, il n'est pas donc nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

• **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

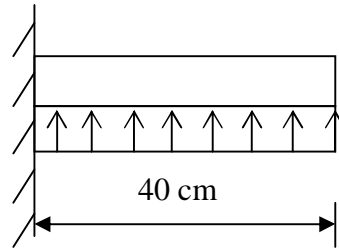


Fig.VII.3 Schéma statique du débord

a) Sollicitations de calcul :

$$\text{ELU : } q_u = 134,07 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{134,07 \times 0,40^2}{2} = 10,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 100,95 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{100,95 \times 0,40^2}{2} = 8,076 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m ; } d = 27 \text{ cm ; } f_{c28} = 14,2 \text{ MPa ; } S_s = 348 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,010 \quad \text{p} \quad m_l = 0,392$$

$$m = 0,010 \rightarrow b = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{10,73 \times 10^3}{0,995 \times 27 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 14,2}{348} = 3,75 \text{ cm}^2$$

d) Vérification à l'ELS :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,73}{8,076} = 1,328$$

$$m = 0,010 \rightarrow a = 0,0126$$

$$a = 0,0126 \text{ p } \frac{1,328 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{rad} \text{ f } A_{déb}$

\Rightarrow Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres nervures et de la dalle au niveau des appuis).

VII.5.7 Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci est sera muni de nervures (raideurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique.

Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{r_x}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{r_x}{4} \right)$$

Charge triangulaire:

$$l_m = 0,333 \cdot l_x$$

$$l_t = 0,25 \cdot l_x$$

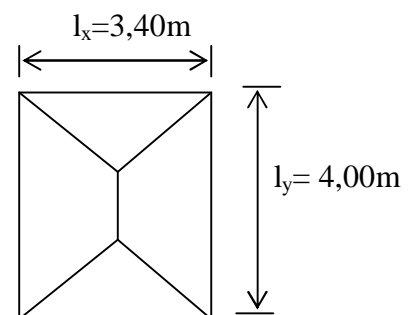


Fig. VII.4 Charges revenant aux nervures

Charges à considérer :

Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \cdot l_m = 134,07 \times 1,132 = 151,77 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \cdot l_m = 100,95 \times 1,132 = 114,30 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \cdot l_t = 134,07 \times 0,85 = 113,96 \text{ KN / ml}$$

Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \cdot l_m = 134,07 \times 1,241 = 166,40 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \cdot l_m = 100,95 \times 1,241 = 125,30 \text{ KN / ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \cdot l_t = 134,07 \times 1,01 = 135,41 \text{ KN / ml}$$

Détermination des efforts :

Pour le calcul des sollicitations, on utilisera le logiciel « ETABS », le ferrailage se fera avec les moments maximum aux appuis et en travées, d'où les résultats obtenus sont résumés comme suit :

Sens longitudinal :

Sollicitations	ELU	ELS
Moment aux appuis (KN.m)	145,77	109,78
Moment en travées (KN.m)	103,36	77,84
Effort tranchant (KN)	201,23	/

Sens transversal :

Sollicitations	ELU	ELS
Moment aux appuis (KN.m)	245,29	184,71
Moment en travées (KN.m)	253,36	190,78
Effort tranchant (KN)	331,89	/

VII.5.8 Ferrailage des nervures :

Sens longitudinal :

1- Armatures principales :

Ø Aux appuis :

$$M_a = 145,77 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{145,77 \times 10^3}{50 \times 57^2 \times 14,2} = 0,063$$

$$m_b \text{ p } m_t = 0,392$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$m_b = 0,063 \longrightarrow b = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{145,77 \times 10^3}{0,967 \times 57 \times 348} = 7,60 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6 \text{ HA14} = 9,23 \text{ cm}^2$

Ø En travées :

$M_t = 103,36 \text{ KN.m}$

$$m_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{103,36 \times 10^3}{50 \times 57^2 \times 14,2} = 0,045$$

$m_b \leq m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$m_b = 0,045 \longrightarrow b = 0,976$

$$A_s = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{103,36 \times 10^3}{0,976 \times 57 \times 348} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6 \text{ HA12} = 6,78 \text{ cm}^2$

2- Armatures transversales :

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

Soit $f = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures :

Ø En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 f_l \right\} = \min \{15; 16,8\} = 15 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

Ø En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 2,25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2 \text{ HA8} = 3,02 \text{ cm}^2$ (2cadres)

✓ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 3,44 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9,23 \text{ cm}^2 \quad \square \quad A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \square \quad A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{201,23 \times 10^3}{500 \times 570} = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{t}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification à l'ELS :**Ø Aux appuis :**

$$M_a = 109,78 \text{ KN.m}$$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{145,77}{109,78} = 1,328$$

$$m = 0,063 \rightarrow a = 0,0813$$

$$a \text{ p } \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$a = 0,0813 \text{ p } \frac{1,328-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ø En travées :

$$M_t = 77,84 \text{ KN.m}$$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103,36}{77,84} = 1,328$$

$$m = 0,045 \rightarrow a = 0,0576$$

$$a = 0,0576 \text{ p } \frac{1,328-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition $a \text{ p } \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

Sens transversal :**1- Armatures principales :****Ø Aux appuis :**

$$M_a = 245,29 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{245,29 \times 10^3}{50 \times 57^2 \times 14,2} = 0,106$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,106 \longrightarrow b = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{245,29 \times 10^3}{0,944 \times 57 \times 348} = 13,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5 \text{ HA20} = 15,71 \text{ cm}^2$$

Ø En travées :

$$M_t = 253,36 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{253,36 \times 10^3}{50 \times 57^2 \times 14,2} = 0,110$$

$$m_b \text{ p } m_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0,110 \longrightarrow b = 0,942$$

$$A_s = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{253,36 \times 10^3}{0,942 \times 57 \times 348} = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 5 \text{ HA20} = 15,71 \text{ cm}^2$$

2- Armatures transversales :

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

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

Espacement des armatures :**Ø En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12f_l \right\} = \min \{15; 24\} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour } S_t = 15 \text{ cm}$$

Ø En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 2,25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2 \text{ HA8} = 3,02 \text{ cm}^2$ (2cadres)

✓ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 3,44 \text{ cm}^2$$

$A_a = 15,71 \text{ cm}^2 \square A_{\min} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_t = 15,71 \text{ cm}^2 \square A_{\min} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{331,89 \times 10^3}{500 \times 570} = 1,16 \text{ MPa} \leq \bar{t}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Ø Aux appuis :

$$M_a = 184,71 \text{ KN.m}$$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{245,29}{184,71} = 1,328$$

$$m = 0,106 \rightarrow a = 0,1404$$

$$a = 0,1404 \text{ p } \frac{1,328 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø En travées :

$$M_t = 190,78 \text{ KN.m}$$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103,36}{77,84} = 1,328$$

$$m = 0,110 \rightarrow a = 0,1460$$

$$a = 0,1460 \text{ p } \frac{1,328 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,414 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition $a \text{ p } \frac{g - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

CONCLUSION

L'étude menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'aboutir aux conclusions qui sont résumées dans les points suivants :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et de calcul des structures.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels performant de calcul, à savoir ETABS.
- Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de bien comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration.
- Le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.
- Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Notre étude nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant notre cycle universitaire, ainsi que l'utilisation du logiciel ETABS dont on a rencontré des difficultés lors de la modélisation de la structure mais après plusieurs essais nous sommes arrivés à apprendre les étapes de modélisation.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- § Règlement Parasismique Algériens (RPA 99 modifiée en 2003).
- § Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 91.
- § Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR BC 2.2).
- § Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- § Cours et TD des années de spécialité.